



Tiiro Juho-Pekka

Betonisen siltapylonin epälineaarinen rakenneanalyysi

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 24.11.2017

Valvoja: Professori Risto Kiviluoma

Ohjaaja: Diplomi-insinööri Sami Niemelä

Tekijä Juho-Pekka Tiiro

Työn nimi Betonisen siltapylonin epälineaarinen rakenneanalyysi

Koulutusohjelma Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka

Pää-/sivuaine Rakennetekniikka

Koodi Rak. thes

Työn valvoja Professori Risto Kiviluoma

Työn ohjaaja(t) Diplomi-insinööri Sami Niemelä

Päivämäärä 24.11.2017

Sivumäärä 81

Kieli suomi

Tiivistelmä

Tässä diplomityössä käsitellään teräsbetonisen siltapylonin epälineaarista rakenneanalyysia. Tutkimuksen tavoitteena on muodostaa yksinkertainen laskentamalli, jolla voidaan huomioida geometrinen epälineaarisuus, teräksen ja betonin materiaallinen epälineaarisuus ja betonin halkeilu.

Työssä esitellään kirjallisuuslähteisiin perustuen tyypillisimmät vinoköysisiltojen pylonirakenteet ja tarkastellaan niiden rakenteellista toimintaa. Kirjallisuuslähteiden avulla käydään läpi elementtimenetelmän, rakenteen stabiiliuden ja puristetun ja taivutetun teräsbetonirakenteen teoriaa.

Työn varsinaisessa tutkimusosuudessa on suoritettu vertailulaskelmia eri pylonityypeille lineaarisella, geometrisesti epälineaarilla ja geometrisesti sekä materiaalisesti epälineaarilla analyysillä. Vertailulaskelmissa käytetyt pylonityypit ovat A-, H-, I- ja lambdapylooneita. Lisäksi on tarkasteltu pylonin hoikkuuden, raudoitussuhteen ja vertikaalisen sekä kaltevan vinoköysisistön vaikutusta I-pylonin toimintaan ja tutkittu alkuhäiriön vaikutusta I-pylonin stabiiliteettiin.

Työssä muodostetulla laskentamallilla tehtiin laskelmia, jotka perustuivat ja joita verrattiin tutkimuslähteissä koeistettujen betonipilareiden tuloksiin. Saaduista tuloksista voidaan päätellä laskentamallin antavan riittävän tarkkoja tuloksia rakenteen mitoituslaskelmien perustaksi.

Eri analyysitavoilla suoritetuissa tavanomaisten vinoköysisiltojen pyloniin laskelmissa havaittiin että rakenneanalyysin huomioidessa pyloniin epälineaarisen toiminnan pienensi se pyloniin pituussuuntaista tukimomenttia ja huipun siirtymää ja kasvatti samoja suureita poikittaissuunnassa. I-pyloniin hoikkuusluvun kasvattaminen pienensi eri analyysitavoilla saatujen tukimomenttien eroja ja kasvatti niitä poikittaisessa suunnassa. Raudoitussuhteen kasvattaminen jäykistää pylonia jonka seurauksena tukimomentit kasvavat ja siirtymät pienenevät sekä pituus- että poikittaissuunnassa. Kahdella kaltevalla köysitasolla tuettu pyloni on selvästi jäykempi verrattuna yhdellä vertikaalisella köysitasolla tuettuun. Alkuhäiriö vaikutti suuresti I-pyloniin stabiiliteettiin ja tällaisen rakenteen voidaan todeta olevan erittäin häiriöherkkä.

Avainsanat Epälineaarinen, elementtimenetelmä, pyloni, materiaalmalli, betoni

Author Juho-Pekka Tiiro

Title of thesis Nonlinear structural analysis of concrete bridge pylon

Degree programme Structural engineering and building technology

Major/minor Structural engineering**Code** Rak. thes

Thesis supervisor Professor Risto Kiviluoma

Thesis advisor(s) Master of Science Sami Niemelä

Date 24.11.2017**Number of pages** 81**Language** Finnish

Abstract

This thesis deals with the non-linear structural analysis of reinforced concrete bridge pylon. The aim of this study is to provide a simple computational model which can take into account the geometric nonlinearity, material nonlinearity due to behavior of steel and concrete and the cracking of concrete.

In this work the most typical cable-stayed bridge pylon structures and their structural behavior is presented based on the literature sources. Also basic theory of the finite element method, the stability of the structures and the behavior of concrete beam-column is reviewed.

The research section of the thesis was carried out by analyzing different pylon geometries with linear, geometrically nonlinear and geometrically and materially nonlinear finite element calculations. Analyzed pylon geometries were A-, H-, I- and lambdapyllons. Furthermore the impact of the rebar ratio and the slenderness of the pylon were studied for I-eylon. Also the behavior of I-eylon with one vertical cable plane was compared with behavior of I-eylon with two inclined cable planes. Finally the effect of the imperfections to the stability of the I-eylon was studied.

The simple computational model established in this thesis was verified with comparison to the actual concrete column tests which were found in literature sources. From obtained results it can be inferred that the simple computational model is accurate enough for the basis of structural calculations.

From the analysis of the different pylon geometries, with different levels of nonlinearity, it was found that when the structural analysis takes into account the non-linear behavior of the concrete pylon, it reduced the longitudinal support moments and displacements of the top of the pylon and increased the same parameters in the transverse direction. The increasing slenderness of I-eylon diminished differences between longitudinal support moment results calculated with different levels of nonlinearity and increased differences in the transverse direction. Increasing the rebar ratio stiffens the pylon, increasing the support moments and decreasing displacements of the pylon in longitudinal and transverse direction. Pylon supporting two inclined planes of cables is distinctly stiffer than pylon with one vertical cable plane. The imperfections effected greatly on stability of the I-eylon and it can be concluded that this kind of structure is strongly imperfection sensitive.

Keywords Nonlinearity, finite element method, pylon, material model, concrete

Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty WSP Finland Oy:n rahoituksella ja se on opinnäyte diplomi-insinöörin tutkintoa varten Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoululle.

Suuret kiitokset professori Risto Kiviluomalle diplomityöni valvomisesta sekä kommentteista diplomityön aikana.

Suuri kiitos kuuluu myös esimiehelleni Sami Niemelälle, joka mahdollisti tämän diplomityön teon.

Lopuksi haluan kiittää vielä perhettäni ja ystäviäni, jotka ovat jaksaneet kannustaa työn loppuunsaattamiseksi.

Helsinki 24.11.2017

Juho-Pekka Tiiro

Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	5
Merkinnät	7
1 Johdanto	1
1.1 Tutkimuksen tausta	1
1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja raja	1
1.3 Työn rakenne	2
2 Pylonirakenteet vinoköysisilloissa	3
2.1 Vinoköysisillan rakenteellinen toiminta	3
2.1.1 Rakenteen esittely	3
2.1.2 Vinoköysisien geometria	4
2.2 Pylonityypit	6
2.2.1 Pylonit yksitasoisessa köysisysteemissä	7
2.2.2 Pylonit kaksitasoisessa köysisysteemissä	8
2.2.3 Pylonin korkeus	12
2.3 Pylonin rakenteellinen toiminta	13
2.3.1 Pylonin kuormat	14
2.3.2 Poikittainen toiminta	14
2.3.3 Pituussuuntainen toiminta	17
3 Epälineaarinen rakenneanalyysi	22
3.1 Johdanto	22
3.2 Elementtimenetelmä	22
3.2.1 Lyhyt katsaus elementtimenetelmän perusteisiin	22
3.2.2 Epälineaariset ongelmat elementtimenetelmällä	23
3.3 Stabiilius	31
3.3.1 Stabiiliuden teoria	31
3.3.2 Alkuhäiriöiden vaikutus	32
3.4 Puristetun ja taivutetun hoikan betonipilarin toiminta	35
3.4.1 Pilarin hoikkuuden määritelmä	35
3.4.2 Geometrinen epälineaarisuus	36
3.4.3 Materiaalinen epälineaarisuus	38
3.4.4 Taivutetun ja puristetun betonirakenteen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	40
3.4.5 Kaksiaksisiaalisen taivutuksen vaikutus hoikan betonirakenteen toimintaan	45
4 Numeerinen malli pylonin epälineaariselle rakenneanalyysille	49
4.1 Materiaalit	50
4.1.1 Betonin materiaalmalli	50
4.1.2 Teräksen materiaalmalli	50
4.2 Geometrisen epälineaarisuuden huomioiminen	50
4.3 Poikkileikkauksen materiaalisen epälineaarisuuden ja betonin halkeilun huomioiminen	51
4.4 Laskentamallin toimivuuden todentaminen	52
4.4.1 Yksiaksisiaalinen taivutus	52
4.4.2 Kaksiaksisiaalinen taivutus	53
5 Erilaisten pylonityyppien vertailulaskelmat	54
5.1 Laskentamallin geometriset tiedot	54

5.2	Rakenteen mallinnus.....	55
5.3	Käytetyt materiaalit.....	56
5.3.1	Betoni.....	56
5.3.2	Raudoitusteräs	56
5.3.3	Vinoköysien materiaali	56
5.4	Laskentamallin kuormitustiedot	56
5.4.1	Vinoköysien esijännitys	56
5.4.2	Pysyvät kuormat	57
5.4.3	Muuttuvat kuormat	57
5.4.4	Kuormitusyhdistelmät.....	57
5.5	Vertailulaskelmien tulokset.....	57
5.5.1	Analyysitavan vaikutus erityyppisiin pyloneihin	57
5.5.2	Parametrien vaikutus I-pyloniin	60
5.5.3	Alkuhäiriön vaikutus I-pylonin stabiliteettiin	64
6	Yhteenveto ja johtopäätökset.....	76
6.1	Numeerinen malli pylonin geometriselle ja materiaaliselle epälineaarisuudelle	76
6.2	Eri tyyppisten pylonien vertailulaskelmat.....	77
6.3	Parametrien vaikutus I-pylonin toimintaan	78
6.4	Alkuhäiriön vaikutus pylonin stabiliteettiin	78
	Lähdeluettelo	80

Merkinnät

α	Vinoköysien ja vaakatason välinen kulma
$[K^{(e)}]$	Elementin jäykkyysmatriisi
$\vec{p}^{(e)}$	Elementin kuormitusvektori
$[K]$	Koko rakenteen globaali jäykkyysmatriisi
$[U]$	Koko rakenteen globaali siirtymävektori
$[F]$	Koko rakenteen globaali kuormitusvektori
K_T	Tangenttijäykkyysmatriisi
$[X]$	Lagranginen eli materiaallinen paikkavektori
$[x]$	Eulerinen eli avaruudellinen paikkavektori
f_{int}	Elementin sisäisten solmuvoimien vektori
p	Ulkoisen kuorman vektori
$r(u)$	Residuaalivoimavektori
p_k	Kuormainkrementti
V	Kokonaispotentiaalienergia
ϵ	Alkuhäiriöparametri
P_{cr}	Rakenteen kriittinen kuorma
λ	Hoikkuusluku
l_0	Nurjahduspituus
i	Jäyhyysäde

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen tausta

Vinoköysisillat ovat saavuttaneet pysyvän jalansijan osana sillanrakentamista esteettisyytensä, taloudellisuutensa ja monimuotoisuutensa ansiosta. Vinoköysisiltoja on menestyksekkäästi rakennettu tieliikenteen, raideliikenteen ja kevyenliikenteen tarpeisiin. Vinoköysisillan muunneltavuus mahdollistaa jännevälit alkaen lyhyistä muutamien kymmenien metrien jänneväleistä yli kilometrin pituisiin jänneväleihin.

Pyloni muodostaa kriittisen osan vinoköysisillan rakenteellisessa toiminnassa. Se tukee vinoköysisistön, joka kannattelee sillan kansirakenteita. Tästä johtuen pylonissa vaikuttaa huomattava normaalivoima. Muuttuvat kuormat aiheuttavat taivutusta pyloniin. Näin ollen pyloni on puristettu ja taivutettu rakenne, jonka toimintaan geometrinen epälineaarisuus voi jossain tapauksissa vaikuttaa merkittävästi. Tämän lisäksi rakennusmateriaalien epälineaarinen käyttäytyminen vaikuttaa pylonin toimintaan. Erityisesti teräsbetonirakenteissa halkeilu laskee rakenteen jäykkyyttä ja kasvattaa rakenteen siirtymiä [1], [2], [3].

Numeerisista menetelmistä elementtimenetelmä on käytetyin rakenneanalyysien ratkaisumenetelmä. Sillä pystytään huomioimaan ratkaistavan ongelman geometriset ja materiaaliset epälineaarisuudet.

Teräsbetonisille rakenteille on kehitetty monia elementtimenetelmään sopivia materiaalmalleja, joilla voidaan huomioida teräsbetonin epälineaarinen käyttäytyminen. Useille malleille on ominaista että ne sisältävät kokeellisesti määritettäviä parametreja ja ne toimivat vain tilavuus- tai tasoelementeillä eivätkä näin ollen ole helposti sovellettavissa käytännön suunnittelutyöhön, jossa todellinen rakenne mallinnetaan yksinkertaistetusti palkkielementeillä.

Elementtimenetelmän palkkielementeille soveltuva tapa kuvata teräsbetonirakenteen käyttäytymistä on muodostaa momentti-käyristymä-normaalivoimayhteys. Tällä tavoin voidaan huomioida betonin ja teräksen epälineaariset jännitys-venymäyhteydet, normaalivoiman vaikutus venymiin ja betonin halkeilu.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja raja

Tämän tutkimuksen tavoitteena on muodostaa palkkielementeille perustuva laskentamalli, jolla voidaan huomioida geometrinen ja materiaallinen epälineaarisuus.

Muodostetulla laskentamallilla tutkitaan geometrisen ja materiaallisen epälineaarisuuksien vaikutusta erilaisilla pylonin geometrioilla. Pylonin geometrioina käytetään käytössä olevia A-, H-, I- ja lambdapyloneita. Lisäksi tarkastellaan pylonin hoikkuuden, raudoitussuhteen ja vertikaalisen sekä kaltevan vinoköysisistön vaikutusta I-pylonin toimintaan. Lopuksi on tutkittu alkuhäiriön vaikutusta I-pylonin stabiileuteen.

Tutkimus rajataan koskemaan vain pyloneita, joiden rakennusmateriaalina on teräsbetoni. Alkuhäiriöiden muotoa ei tunneta ja niiden määrää voidaan pitää loputtomana. Tässä työssä alkuhäiriöiksi on valittu yleisesti hyväksytyt oletukset pylonin nurjahdusmuodoista poikittaissuunnassa ja sillansuunnassa. Tämän lisäksi on vertailukohtana käytetty kahta erilaista sinimuotoista alkuhäiriötä.

1.3 Työn rakenne

Luvussa 2 esitellään tyypillisimmät vinoköysisiltojen pylonirakenteet kirjallisuuslähteisiin perustuen. Lisäksi tarkastellaan pylonille kohdistuvia kuormituksia ja pylonin rakenteellista toimintaa.

Luvussa 3 käydään läpi epälineaarisen elementtimenetelmän ja rakenteen stabiiliuden teoriaa sekä puristetun ja taivutetun hoikan betonipilarin toimintaa.

Tutkimuksen tavoitteena oleva numeerinen malli esitellään luvussa 4, jossa käsitellään mallin muodostamiseksi tehdyt oletukset, käytetyt materiaalmallit ja geometrisen sekä materiaalsen epälineaarisuuden ja halkeilun huomioon ottaminen.

Luku 5 käsittää erilaisten pylonityyppien vertailulaskelmat, jotka on suoritettu tutkimuksen tavoitteena olevalla numeerisella mallilla. Luvussa esitellään laskelmissa käytetyn vinoköysisillan geometriset tiedot, rakenteen mallintaminen ja käytetyt kuormitukset. Suoritetuissa laskelmissa on tarkasteltu lineaarisen, geometrisesti epälineaarisen ja geometrisesti sekä materiaalsesti epälineaarisen laskennan vaikutusta pylonin toimintaan. I-pylonilla on tarkasteltu myös pylonin hoikkuuden ja raudoitussuhteen vaikutusta rakenteelliseen toimintaan. Lopuksi on tutkittu alkuhäiriöiden vaikutusta I-pylonin stabiliteettiin.

Luvussa 6 summataan tutkimuksen johtopäätökset liittyen käytettyyn numeeriseen malliin ja sillä tehtyihin vertailulaskelmiin.

2 Pylonirakenteet vinoköysisilloissa

2.1 Vinoköysisillan rakenteellinen toiminta

2.1.1 Rakenteen esittely

Vinoköysisillan kuormankantokyky muodostuu sillan rakenneosien ristikkomaisesta yhteistoiminnasta. Vinoköysisillasta voidaan erottaa kolme perusrakenneosaa, jotka muodostavat tämän yhteistoiminnan perustan. Nämä kolme perusrakenneosaa on nimetty kuvassa 2.1. Näiden rakenneosien yhteistoiminnassa kansirakenteen oma paino ja muuttuvat kuormat välittyvät vinoköysisistössä vaikuttavana vetovoimana pylonille. Pyloni, vinoköysistö ja kansirakenne muodostuvat useita päällekkäisiä kolmionmallisia ristikoita, joissa sillan kuormitukset siirtyvät tehokkaasti rakenneosan aksiaalisena jännityksenä.

Vinoköysistä osa ankkuroidaan sillanpäissä vertikaalisille ja horisontaalisille voimille siten, että muodostuu joko sisäisesti ankkuroitu tai ulkoisesti ankkuroitu rakennejärjestelmä. Sisäisessä ankkuroinnissa ankkuriköysien horisontaalivoima välittyy kansirakenteen puristukseksi kun taas ulkoisessa ankkuroinnissa ankkuriköysien sekä vertikaali että horisontaalivoimat kuormittavat ulkoista ankkuria.



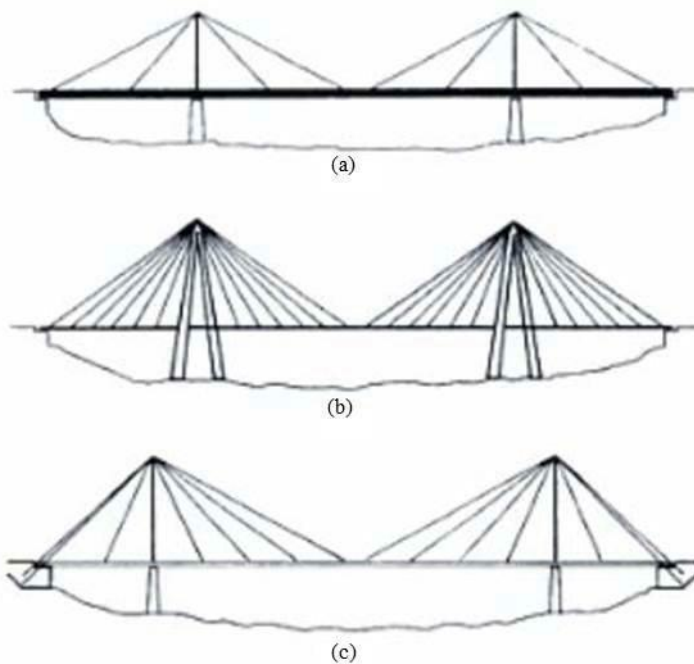
Kuva 2.1 Vinoköysisillan perusrakenneosat.

Kuvassa 2.2 on esitetty lähteestä [4] peräisin olevat kolme äärimmäistä esimerkkiä, jotka kuvaavat näiden kolmen rakenneosan yhteistoimintaa.

Kuvan 2.2(a) vinoköysisillassa kantavuus muodostuu jäykästä palkista, joka on tuettu harvoilla vinoköysillä pyloniin. Rakenteen pylonit ovat hoikat, sillä niihin kohdistuu vain suhteellisen alhaisia rasituksia.

Kuvassa 2.2(b) rakenteen toimintaa hallitsee jäykät pylonit, jotka siirtävät sekä rakenteen omasta painosta että muuttuvasta kuormasta johtuvat rasitukset perustuksille. Kansirakenne tukeutuu useisiin vinoköysiin, jolloin siihen kohdistuva momenttirasitus jää kohtuulliseksi. Tämä mahdollistaa hoikan kansirakenteen käytön, jonka mittojen valintaa määräävät poikittainen taivutus ja paikalliset kuormitukset.

Kuvan 2.2 esimerkissä (c) vinoköydet toimivat rakenteen jäykistävänä elementtinä. Tällaisessa rakenteessa merkittävässä roolissa ovat vinoköydet, jotka tukevat pylonin ulkoiseen ankkuriin. Näiden vinoköysien tulee pysyä vetojännityksessä kaikilla kuormitusyhdistelmillä ja tämä johtaa siihen että reunajänteiden tulee olla alle puolet pääjänteestä. Tällaisella ratkaisulla saavutetaan suhteellisen hoikat pyloni- ja kansirakenteet.



Kuva 2.2 Kolme esimerkkiä vinoköysisillan rakenteellisista ratkaisuista [1].

Edellä esitetyt esimerkit valaisevat hyvin sitä laajaa mahdollisuuksien valikoimaa, jonka vinoköysisiltojen rakenteellinen toiminta mahdollistaa.

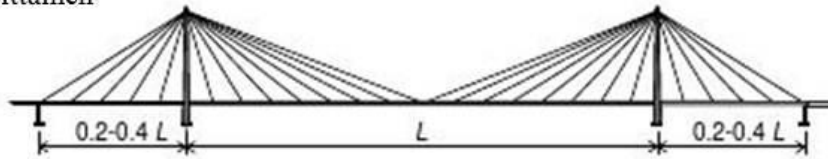
2.1.2 Vinoköysien geometria

Vinoköysien pitkittäinen ja poikittainen järjestys vaikuttaa suuresti sillan rakenteelliseen toimintaan, rakentamismenetelmään ja taloudellisuuteen.

Kuvassa 2.3 on esitetty tavanomaiset pitkittäiset köysijärjestykset. Ylimpänä kuvassa oleva säteittäisessä (fan) köysijärjestyksessä kaikki tukiköydet lähtevät pylonin huipusta. Rakenteellisesti tällainen köysijärjestys on kaikkein parhain, koska sillä saavutetaan köysille mahdollisimman suuri kaltevuus, jolloin köysien vaatima teräsmäärä on pienimmillään. Tällöin vinoköydessä vaikuttavan voiman komponentit jakautuvat siten, että vertikaalikomponentti on suurin ja kansirakenteeseen puristusta aiheuttava horisontaalikomponentti pienin. Säteittäisen köysisysteemin toteuttaminen on ongelmallista, sillä teoreettisesti kaikkien köysien tulisi kulkea saman pisteen kautta. Tätä ei ole mahdollista toteuttaa käytännössä ja se johtaa vaikeuksiin pylonin huipulla köysien kiinnitys yksityiskohtien sekä paikallisten suurten rasitusten muodossa.

Kuvassa 2.3 alimpana olevassa harppumaisessa (harp) köysijärjestyksessä kaikki tukiköydet ovat samansuuntaisia ja ne kiinnittyvät pyloniin eri korkeuksilla. Harppumainen köysijärjestys ei tarjoa parasta mahdollista rakenteellista toimintaa, eikä ekonomisinta vaihtoehtoa. Silti se on käytetty ratkaisu, sillä esteettisesti se luo erittäin harmonisen vaikutelman katselukulmasta riippumatta.

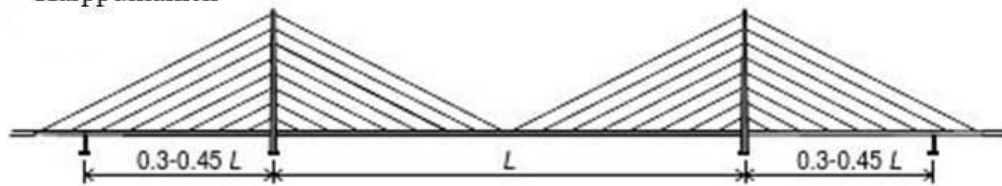
Säteittäinen



Viuhkamainen



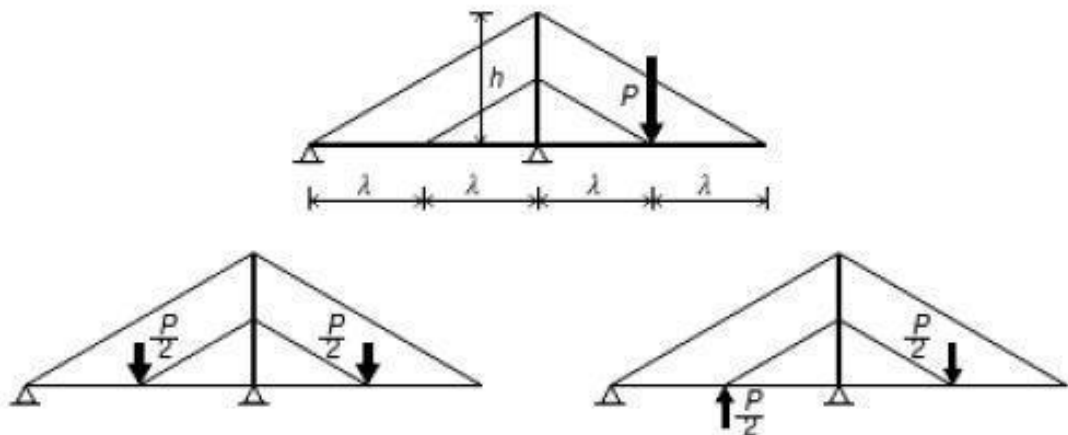
Harppumainen



Kuva 2.3 Vinoköysien pitkittäinen järjestys [5].

Kuormitettaessa harppumaisen köysisysteemiä toispuoleisella kuormalla, kuten kuvassa 2.4, voidaan kuorma jakaa sekä symmetriseen että epäsymmetriseen osaan. Kuormituksen symmetristä osaa vastustavat aksiaalivoimat vinoköysissä, pylonissa ja kansirakenteessa. Kuormituksen epäsymmetrinen osa aiheuttaa taivutusta pylonissa, kansirakenteessa tai molemmissa niiden jäykkyyksien suhteessa. Tilannetta voidaan parantaa ankkuroimalla kaikki tai useimmat lähestymisjännteen vinoköydet välitukiin. Tällöin voimat siirtyvät suoraan välituilta maapohjalle ja voimatasapaino voidaan saavuttaa pelkillä aksiaalivoimilla [5].

Kuvassa 2.3 keskimmäisenä olevassa viuhkamaisessa (semi-fan) köysijärjestyksessä yhdistyvät sekä säteittäisen että harppumaisen köysijärjestyksen hyvät ominaisuudet tyydyttävällä tavalla. Viuhkamaisessa köysijärjestyksessä vinoköydet on jaettu tietylle matkalle pylonin yläpäässä. Tällä tavoin voidaan vinoköysien kiinnitys yksityiskohdat toteuttaa taloudellisesti sekä toimivasti.



Kuva 2.4 Toispuoleisen kuormituksen jakautuminen harppumaisessa vinoköysisysteemissä [5].

Poikittaisessa suunnassa kansirakennetta kannattelee tavallisesti yksi tai kaksi köysitasoa. Suurimmassa osassa vinoköysisiltoja on käytetty kahta köysitasoa, jotka kiinnittyvät kansirakenteen reunoille. Köysitasot voivat olla pystysuoria tai sivusuunnassa kaltevia.

Kaltevilla köysitasoilla rakenteen jäykkyys kasvaa verrattuna pystysuorilla köysitasoilla tuettuun rakenteeseen. Jäykkyyden kasvu on vinoköysien poikittaissuuntaisen horisontaalikomponentin ansiota. Kaltevat köysitasot muodostavat kansirakenteen kanssa kolmionmallisen ristikon poikittaissuunnassa. Erityisesti suurten jänneväliden silloissa kaltevien köysitasojen parempi vääntövaste voidaan hyödyntää erinomaisesti vähentämään epäkeskeisistä kuormituksista ja aerodynaamiikasta johtuvia rasituksia.

Aerodynaamisuudeltaan kaltevat köysitasot ovat suurimmissa silloissa eduksi, sillä ne kasvattavat kannen vääntöjäykkyyttä ja kriittistä tuulennopeutta flutterille. Kaltevia köysitasoja käytettäessä tulee huomioida liikenteelle varattavien vapaa-aukkojen leveydet ja korkeudet. Vaadittavien vapaa-aukkojen toteuttaminen yhdessä kaltevien köysitasojen kanssa voi johtaa leveämpään kansirakenteeseen kuin pystysuorilla köysitasoilla toteutettava ratkaisu [6].

Yksitasoista köysisysteemiä pidetään esteettisempänä kuin kaksitasoista, sillä se muodostaa visuaalisesti selväpiirteisen rakennesysteemin verrattuna kaksitasoiseen, jossa katselukulmasta riippuen vinoköysistöt menevät päällekkäin. Yksitasoisen köysisysteemin heikkous on sen kyvyttömyys vastustaa vääntörasituksia. Sen vuoksi sillan kansirakenteen täytyy olla vääntöjäykkä, kuten esimerkiksi kotelopoikkileikkaus [4].

Yksitasoisessa köysisysteemissä pyloni sijaitsee tavallisesti keskellä kansirakennetta. Tällöin pylonin leveys tulee huomioida kansirakenteessa, jotta vapaa-aukkojen mitat toteutuvat. Eritoten poikittaisessa suunnassa pylonilta vaadittu taivutusjäykkyys voi olla mitoittava.

Silloissa, joissa on vaatimuksena hyvin leveä kansirakenne, voidaan käyttää kolmea tai neljää köysitasoa. Myös köysitasojen yhdistelyillä on saavutettu toimivia rakenteita. Esimerkiksi Bangkokin Rama VIII Bridge yhdistää yksitasoisella systeemillä tuetun takajänteen ja kaltevalla kaksitasoisella köysisysteemillä tuetun pääjänteen [6].

2.2 Pylonityypit

Pylonin päätehtävänä on siirtää vinoköysistön välittämät voimat perustuksille. Taloudellisin ratkaisu saavutetaan suunnittelemalla pyloni siten, että nämä voimat siirtyvät aksiaalisenä puristuksena, joten kuormitusten epäkeskisyydet tulisi pyrkiä minimoimaan.

Pyloni on myös vinoköysisillan huomiota herättävin rakenne ja sillä voidaan vaikuttaa huomattavasti koko siltarakenteen visuaaliseen ilmeeseen. Pylonin suunnittelun reunaehtoihin lukeutuvat muun muassa vinoköysistön geometria, rakennuspaikan korkeus- ja maaperäolosuhteet ja rakenteen sekä teknisesti että taloudellisesti toimiva toteutus.

Pylonirakenteiden perusmuotoina ovat:

1. pilarimaiset pylonit
2. kaksiosaiset pylonit
3. kehärakenteiset pylonit

4. A-malliset kehät.

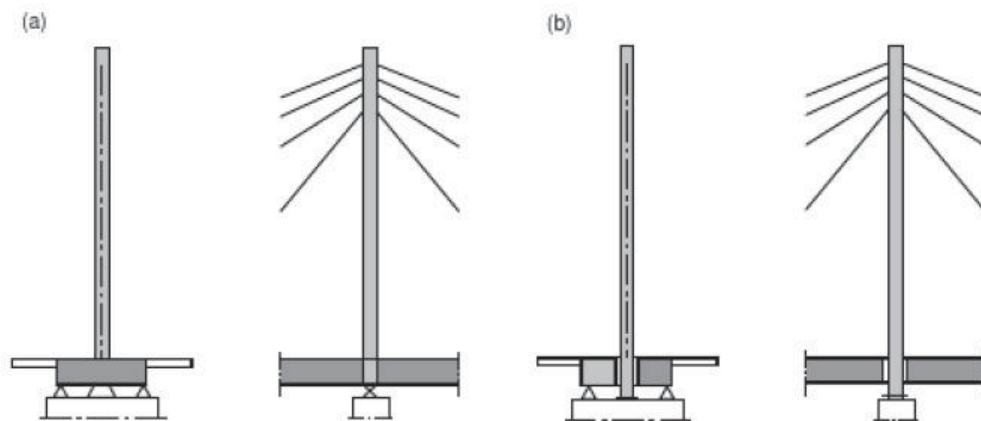
2.2.1 Pylonit yksitasoisessa köysisysteemissä

Yksinkertaisimmillaan vinoköysisillä, jolla on vain yksi keskeinen köysitaso, voi pylonirakenteena toimia pilarimainen pyloni. Tällainen pyloni voi kiinnittyä joko jäykästi kansirakenteeseen kuten kuvassa 2.5 (a), tai se voidaan viedä kansirakenteen läpi ja kiinnittää jäykästi sillan tukirakenteisiin, kuten kuvassa 2.5 (b) [5].

Pylonin kiinnittyessä jäykästi kansirakenteeseen sijoitetaan laakeri pylonin ja kansirakenteen kiinnityskohdan alapuolelle. Pylonin poikittainen tasapaino tulee varmistaa momenttijäykällä kiinnityksellä kansirakenteen välipalkkiin. Tämä välipalkki tulee tukea päistään laakereihin, joille välittyvät kansirakenteen väännöstä ja pylonin poikittaisesta taivutuksesta aiheutuvat voimat.

Kiinnittämällä pyloni momenttijäykästi tukirakenteisiin saavutetaan pylonin tasapaino sekä pituus- että poikittaissuunnassa. Vain kansirakenteen voimasuureiden välittämiseksi tarvitaan laakeroinnit.

Pilarimaisen pylonin sijoittaminen keskeisesti voi osoittautua ongelmalliseksi varsinkin suurien jännemittojen silloissa, sillä pylonin korkeuden kasvaessa kasvavat myös sen poikkileikkausmitat. Tällöin joudutaan leventämään kansirakenteita.

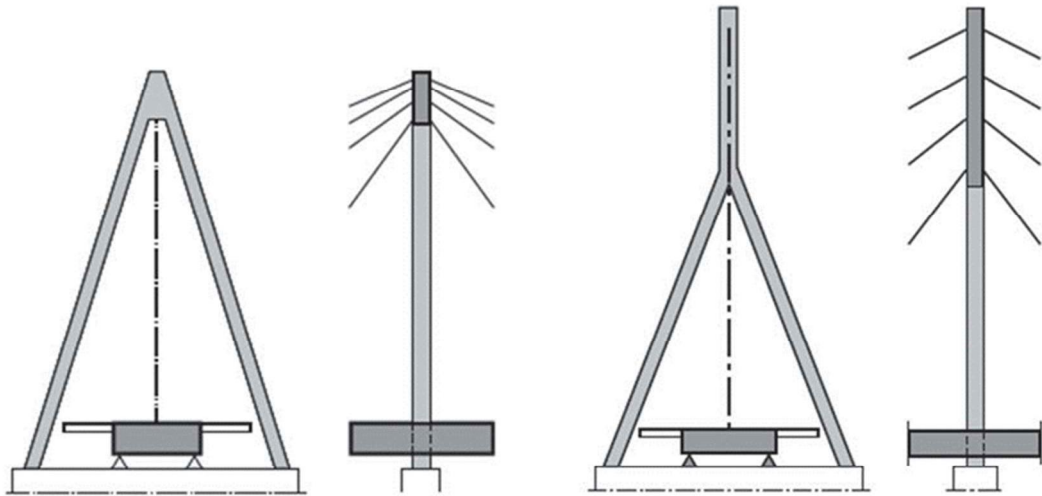


Kuva 2.5 Pilarimainen pyloni, (a) jäykkä kiinnitys kansirakenteeseen, (b) jäykkä kiinnitys alusrakenteeseen [5].

Keskeinen köysitaso voidaan tukea myös A-mallisella pylonilla, joka on esitetty vasemmalla kuvassa 2.6. Se muodostuu kahdesta vinojalasta, jotka yhdistyvät toisiinsa kansirakenteen yläpuolella. A-mallisen pylonin hankalammin toteutettava geometria ja heikentynyt pystysuoran kuorman kantokyky johtaa väistämättä kalliimpaan pyloniratkaisuun verrattuna pilarimaiseen pyloniin. A-mallisen pylonin käytön yhteydessä on mahdollista säästää kansirakenteesta, sillä pelkkä köysitaso vaatii huomattavasti vähemmän tilaa kansirakenteesta verrattuna keskeiseen pilarimaiseen pyloniin.

Pilarimaisen pylonin käyttö ei aseta rajoituksia vinoköysien pituussuuntaiselle järjestykselle, vaan sillä voidaan tukea mikä tahansa kolmesta perusjärjestyksestä (kuva 2.3) tai niiden muunnoksista. A-mallisella pylonilla voidaan tukea vain säteittäin järjestettyä vinoköysistöä. A-mallisen pylonin muunnoksella, jossa vinojalkojen yhtymäkohdista alkaa vertikaalinen pylonin osa, voidaan tukea viuhkamaista

vinoköysistöä. Tällaista A-mallisen pylonin muunnosta kutsutaan λ -pyloniksi tai käännettyksi y-pyloniksi [5].



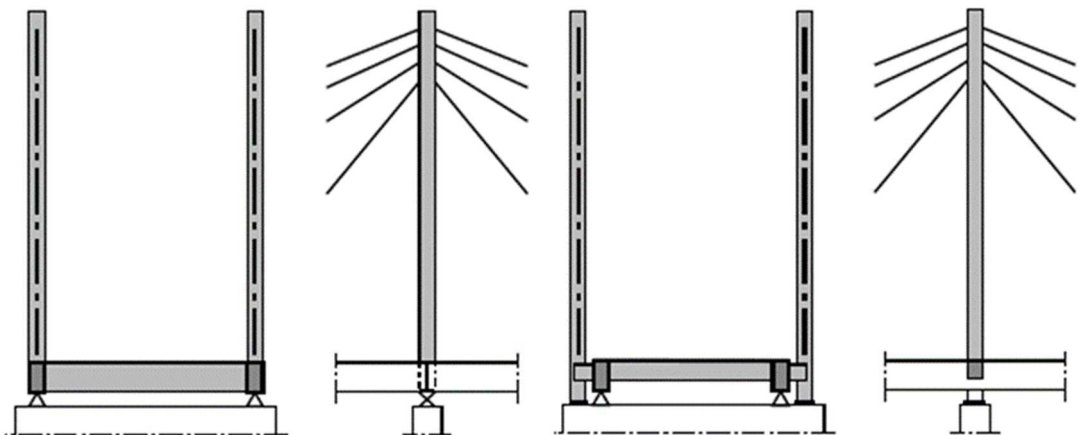
Kuva 2.6 Vasen kuva A-mallinen pyloni. Oikealla λ -pyloni [5].

2.2.2 Pylonit kaksitasoisessa köysisysteemissä

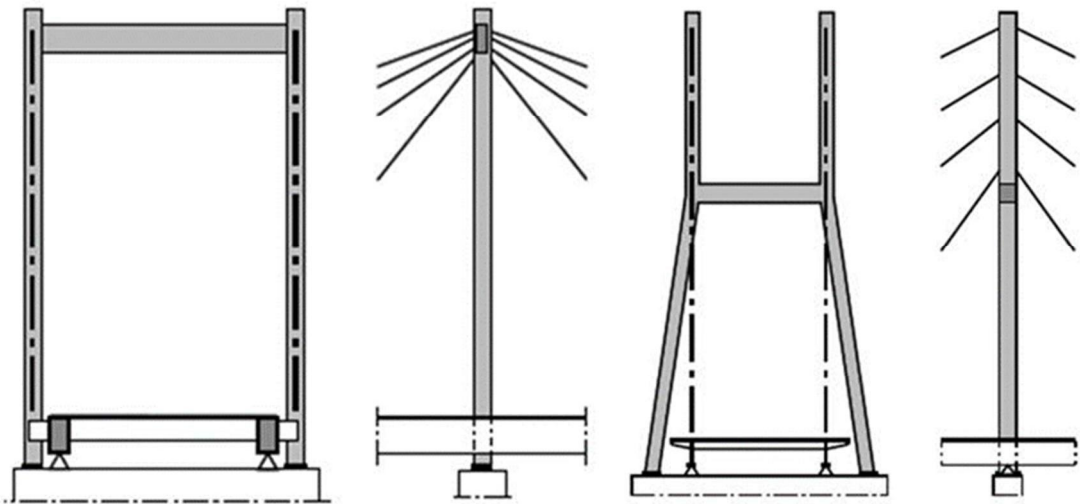
Kaksiosainen pilarimainen pyloni on yksinkertaisin tapa tukea köysitasot vinoköysisilloissa, joissa on kaksi vertikaalista köysitasoa. Kuvassa 2.7 on esitetty kuinka kaksiosainen pilarimainen pyloni voi kiinnittyä momenttijäykästi joko kansirakenteeseen tai sillan alusrakenteeseen aivan kuten yhtä keskeistä köysitasoa tukeva pilarimainen pyloni.

Pylonin kiinnittyessä momenttijäykästi sillan alusrakenteisiin tulee varmistaa, että pylonin poikkileikkauksen painopiste akseli yhtyy köysitasoon. Näin vältetään köysitason epäkeskisyydestä johtuvat momenttirasitukset pylonin jaloille. Toteutuakseen tämä vaatii vinoköysien ankkuroimisen kansirakenteen ulkopuolelle tehtyihin konsoleihin [5].

Jos sillan kaksiosaiset pylonit ylittävät 100 metrin korkeuden, ne yleensä sidotaan toisiinsa välipalkilla. Näin muodostuu portaali-kehärakenne, eli niin sanottu H-pyloni, jolla saavutetaan suurempi taivutusjäykkyys poikkittaisia kuormia vastaan. Kuvassa 2.8 on esitetty H-pyloni rakenteita.



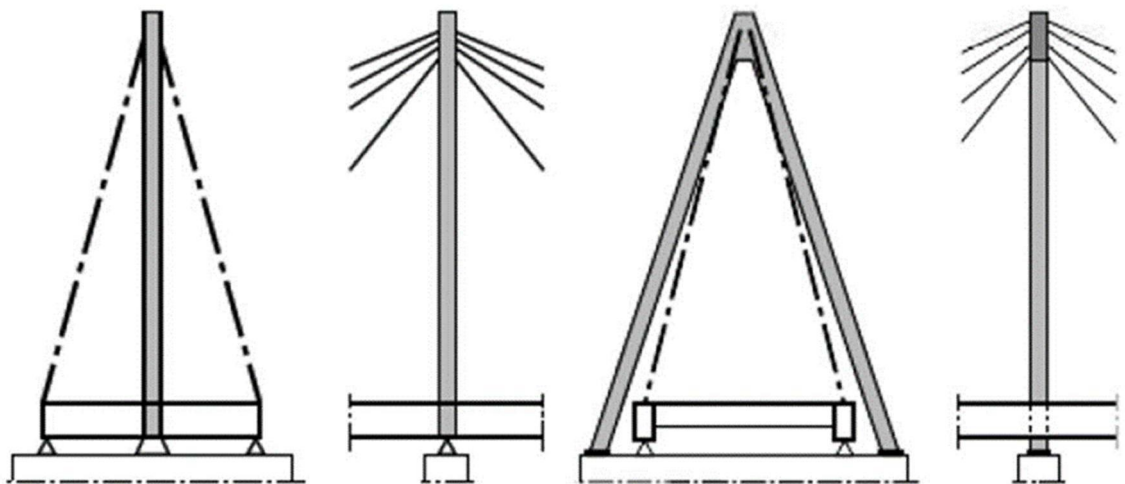
Kuva 2.7 Kaksiosaisen pilarimaisen pylonin kiinnittyminen kansirakenteeseen (kuvan vasen puoli) tai alusrakenteeseen (kuvan oikea puoli) [5].



Kuva 2.8 Kuvan vasen puoli portaalikehämäinen pyloni. Kuvan oikea puoli H-pyloni taitetuilla jaloilla.

Jos käytetään kahta kaltevaa köysitasoa, ne voidaan tukea pilarimaiseen pyloniin, kuten on esitetty kuvan 2.9 vasemmassa puoliskossa. Tällaisessa rakennesysteemissä keskeinen pilarimainen pyloni tukeutuu ankkuriköysiin, joten sen tasapaino ei ole riippuvainen ainoastaan pylonin alapään momenttijäykästä kiinnityksestä. Näin ollen pylonin poikkittaisen suunnan poikkileikkausmittoja voidaan pienentää verrattuna yhtä keskeistä köysitasoa tukevaan pyloniin.

Käytettäessä A-mallista pylonia tukemaan kahta kaltevaa köysitasoa kansitaso vapautuu kaikista pylonin aiheuttamista rakenteellisista esteistä ja liikenneväylien suunnittelu on vapaampaa.

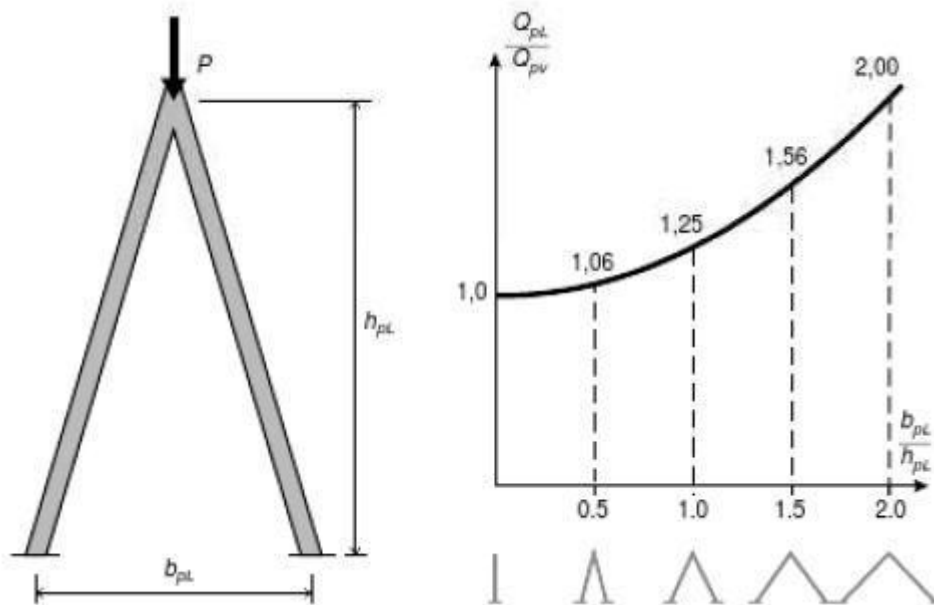


Kuva 2.9 Vasen puoli pilarimainen pyloni kahdella kaltevalla köysitasolla. Oikea puoli A-mallinen pyloni [5].

A-mallisen pylonin käyttö johtaa aina pylonin suurempiin ainemenekkeihin verrattuna pilarimaiseen pyloniin, sillä kallistettujen jalkojen normaalivoima ja pituus kasvavat. Tätä vaikutusta esittää kuvassa 2.10 oleva kuvaaja, jossa y-akselilla on esitetty A-mallisen pylonin ainemenekki suhteessa pilarimaiseen pyloniin ja x-akselilla on A-mallisen pylonin jalkojen välisen etäisyyden suhde pylonin korkeuteen. Kuten kuvaajasta

voidaan huomata, pylonin jalkojen välisen etäisyyden ja pylonin korkeuden suhteen ollessa 0,5 A-mallisen pylonin ainemenekki lisääntyy 6% verrattuna pilarimaiseen pyloniin. Suhteen ollessa 2 menekki kasvaa jo kaksinkertaiseksi [5].

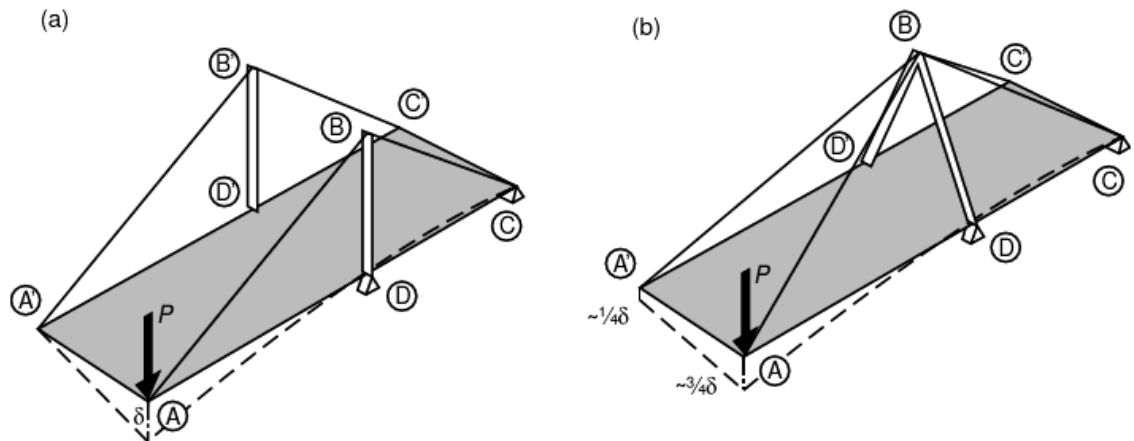
Tästä voidaan päätellä, että pitämällä pylonin jalkojen etäisyyden ja pylonin korkeuden suhde mahdollisimman pienenä saadaan aikaiseksi taloudellinen rakenne. Pylonin jalkojen välistä etäisyyttä säätelee kuitenkin kansirakenteen tarvittava leveys ja pylonin korkeutta vinoköysistön toiminta. Lisäksi on huomattava, ettei kuvaajassa ole otettu huomioon A-mallisen pylonin poikittaisille kuormille jäykistävää vaikutusta, vaan siinä on ainoastaan verrattu ainemenekkejä vertikaalikuorman vaikutuksen alaisina.



Kuva 2.10 A-mallisen pylonin ainemenekki verrattuna pilarimaiseen pyloniin [9].

A-mallisella pylonilla ja kahdella kaltevalla köysitasolla rakenne jäykistyy vastustamaan vääntökuormia hyvin. Tätä ilmiötä on esitelty kuvassa 2.11. Sen a-kohdassa kansi on tuettu kahdella pilarimaisella pylonilla ja vertikaalisilla köysitasoilla. Tällöin kannen taipuma epäsymmetrisen kuormituksen alla pisteessä A aiheutuu pääosin köysien AB ja BC venymistä. Oletetaan kansirakenteen vääntöjäykkyys häviävän pieneksi, jolloin kuormittamattomalle köysitasolle ei välity kuormaa. Tällöin rakenteen muodonmuutokset ovat kuten on esitetty kuvassa 2.11 (a) katkoviivalla. Kuvan 2.11 b-kohdassa kansi tukeutuu kahden kaltevan köysitason välityksellä A-malliseen pyloniin. Tällöin pylonin huippu tukeutuu molempien köysitasojen ankkurointiköysiin BC ja BC' johtaen siihen, että pylonin pituussuuntainen taipuma on vain puolet a-kohdan taipumasta. Myös kansirakenteen taipuma pisteessä A on enää noin 75 % a-kohdan taipumasta ja kansirakenne taipuu kokonaisuudessaan siten, että myös kuormittamattomalla köysitasolla oleva piste A' taipuu 25 % a-kohdan taipumasta.

Vertailemalla a- ja b-kohdan rakennesysteemien muodonmuutoksia voidaan sanoa, että A-mallisesta pylonista tuetun kansirakenteen vääntyminen on puolet pienempää verrattuna pilarimaiseen pyloniin [5]. A-mallisen pylonin käyttö alentaa vääntömomentteja ja on suotuisaa aerodynaamiselle stabiileetille.

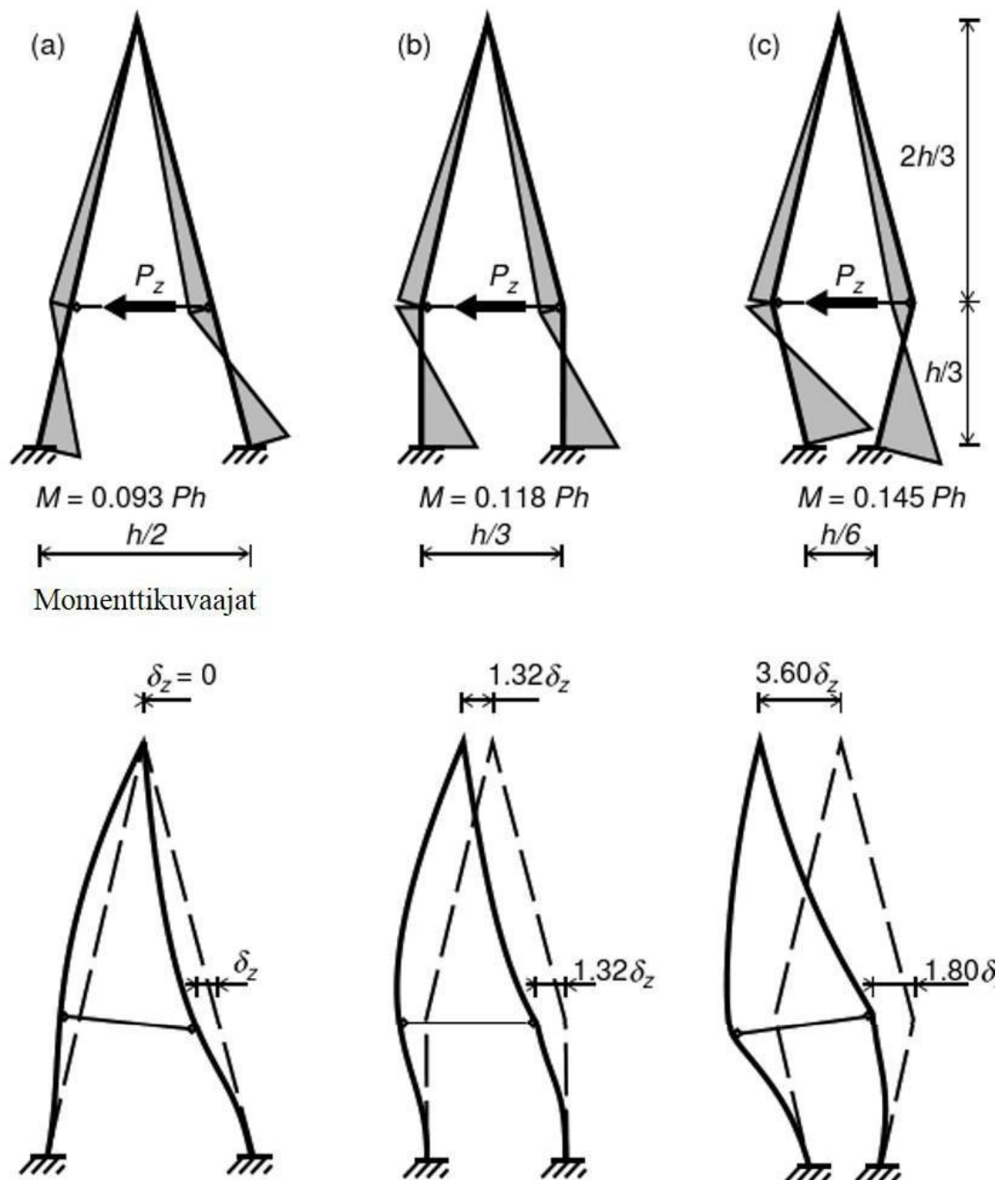


Kuva 2.11 A-mallisen pylonin ja kaksiosaisen pilarimaisen pylonin toiminta epäsymmetriselle kuormitukselle [5].

Kansirakenteen korkea sijainti aiheuttaa A-mallisen pylonin jalkojen alaosien leviämisen laajalle alueelle. Tämä johtaa suuriin ja kalliisiin perusrakenteisiin, joiden esteettisyys on kyseenalainen. Tällaisessa tapauksessa voidaan hyödyntää A-mallisen pylonin muunnoksia, joissa pylonin jalkojen suunta käännetään kannentasolla kannen alle. Näin pylonin jalat tulevat lähemmäksi toisiaan perustamistasolla, mutta samalla pylonin alaosan taivutusjäykkyys vähenee.

Kuvassa 2.12 on esitetty kuinka pylonin jalkojen suunnan muuttaminen vaikuttaa niihin kertyvään momenttipintaan ja muodonmuutoksiin poikittaisen kuormituksen alaisena. Kuvan 2.12 c-kohdan timanttimaisella pylonilla momentti pylonin juuressa on 56 % suurempi kuin a- kohdan A-mallisella pylonilla. Momenttirasituksia huomattavammat erot havaitaan muodonmuutoksissa. A-mallisella pylonilla siirtymä δz aiheutuu poikkipalkin kohdalla pylonin jalkojen taipumasta, mutta pylonin huipulla siirtymät jäävät mitättömän pieniksi. Kuvan 2.12 b- kohdan suorajalkaisella pylonilla siirtymät kasvavat verrattuna A-malliseen pyloniin, ja ne tapahtuvat tasaisesti ollen yhtäsuuret sekä pylonin huipulla että poikkipalkin kohdalla. Kohdan c timanttimaisella pylonilla siirtymät kasvavat edelleen ollen poikkipalkin kohdalla $1,8\delta z$ ja kasvavat kaksinkertaisiksi pylonin huipulla johtuen rakenteen geometriasta [5].

Timanttimaisen pylonin heikentynyttä taivutusjäykkyyttä tulee kasvattaa joko suurentamalla pylonin jalkojen poikkileikkauspinta-alaa tai sitomalla kannen alapuoliset osat yhteen vinositeillä. Jotta kuvan 2.12 a- ja c-kohtien geometrioilla olisi sama siirtymä pylonin huipulla, pitäisi kohdan c rakenteen jaloilla olla 3,6-kertainen taivutusjäykkyys verrattuna a-kohtaan.



Kuva 2.12 A-pylonin jalkojen suunnan muutoksen vaikutus sen momenttirasitukseen ja siirtymiin [5].

2.2.3 Pylonin korkeus

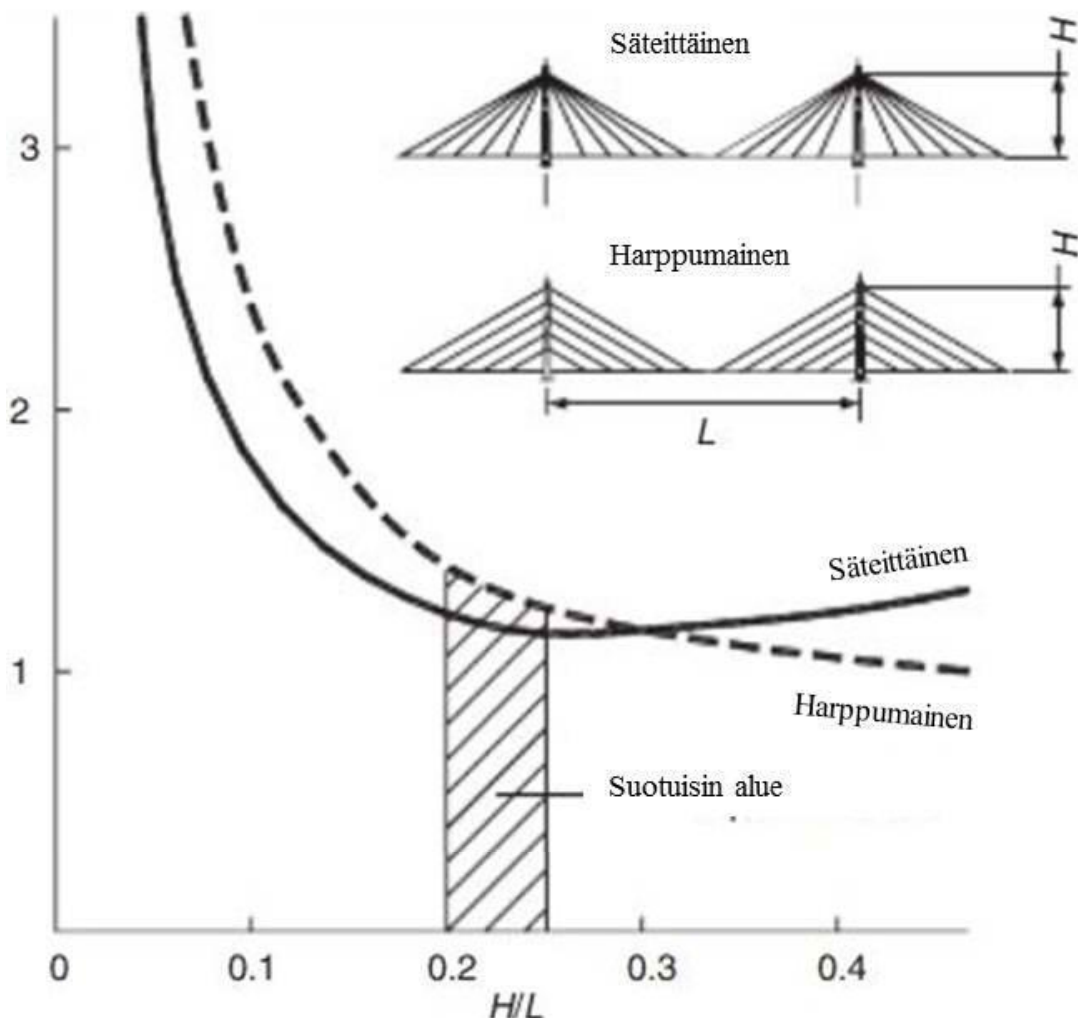
Pylonin korkeudella on suuri merkitys koko vinoköysisillan rakenteelliseen jäykkyyteen. Vinoköysien ja vaakatason välisen kulman α kasvaessa pienenee vinoköysien poikkileikkauksen pinta-ala ja pylonin korkeus kasvaa. Pinta-alan pieneminen on seurausta köysivoiman suuremmasta pystykomponentista. Samalla myös vinoköysien pituus kasvaa ja kansirakenteen siirtymät suurenevät. Sekä vinoköysien poikkileikkauksen pinta-ala että kansirakenteen siirtymät ovat pienimmillään, silloin kun oheinen lauseke 2.1 on minimissään [6].

$$\frac{1}{\sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)}$$

(2.1)

Tehokkaimmat ja taloudellisisimmat vinoköydet sekä lausekkeen (2.1) minimi toteutuu kulman α arvolla 45° .

Käytännössä vinoköyden tehokkuus ei kärsi kulman vaihtelusta kohtuullisissa rajoissa. Alarajana kulman vaihteluille voidaan pitää 25° ja ylärajana 65° . Säteittäisessä köysijärjestyksessä uloin vinoköysi, joka toimii ankkuriköytenä yhdistäen pylonin huipun ja joko ulkoisen ankkurin tai maatuen, olisi tällöin 25° kaltevuudessa ja pylonia lähimpänä olevat köydet 65° kaltevuudessa. Näin suotuisin pylonin korkeuden ja jännevälin suhde arvojen 0.2 ja 0.25 välissä, kuten kuvassa 2.13 on esitetty. Kuvan 2.13 pylonin korkeuden suositukset on annettu kaksipyloniselle ja symmetriselle rakennejärjestelmälle. Yksittäisten pylonien silloille voidaan käyttää kuvan arvoja, mutta suhteen H/L arvo täytyy kertoa 1,8:lla [7].



Kuva 2.13 Vinoköysien teräsmäärä suhteessa pylonin korkeuden ja jännevälin suhteeseen [7].

2.3 Pylonin rakenteellinen toiminta

Kaikki pylonit ovat tornimaisia rakenteita, joiden suurin rasitus muodostuu vinoköysissä vaikuttavien voimien vertikaalikomponentista. Pylonin rakenteellinen toiminta riippuu

sen liitoksista vinoköysiin, kansirakenteeseen ja alusrakenteeseen. Näiden liitoksien suunnittelulla voidaan vaikuttaa pylonille kohdistuvien taivutusrasitusten suuruuteen [8].

2.3.1 Pylonin kuormat

Pylonin päätehtävänä on välittää vinoköysissä vaikuttavan voiman vertikaalikomponentti perustuksille. Pystykuorman lisäksi pyloniin vaikuttaa kuormia sillan pituus- ja poikittaissuunnassa.

Vertikaaliset kuormat

- Pylonin omapaino
- Vinoköysien vertikaalikomponentit johtuen rakenteiden omasta painosta, muuttuvasta kuormasta ja lämpötilan muutoksista

Sillan pituussuunnassa vaikuttavat kuormat

- Köysistä välittyvät sillankannen vertikaalikuormat, erityisesti liikennekuorma
- Tuulikuorma
- Vinoköysien epäkeskisyys
- Lämpötilakuormat

Sillan poikittaissuunnassa vaikuttavat kuormat

- Tuulikuorma sekä pylonissa että vinoköysistössä
- Vinoköysien epäkeskisyys
- Lämpötilakuormat

Seismiset kuormat

Yksinkertaistaen pylonien kuormitus koostuu pääasiassa vinoköysien ankkurointien tukireaktioista, pylonirakenteen omasta painosta ja tuulikuormasta. Tällaiseen rakenteeseen kohdistuu huomattavan suuret vertikaaliset kuormat, joihin verrattuna tuulen aiheuttama horisontaalikuorma on suhteellisen pieni. Tästä huolimatta voi horisontaalikuorma olla mitoittava pylonirakenteissa, sillä tavoiteltaessa taloudellisia ja esteettisiä rakenteita johtaa se hoikkiin poikkileikkauksiin [8].

2.3.2 Poikittainen toiminta

Pylonien poikittaista käyttäytymistä hallitsevat tuulikuormasta ja vinoköysien epäkeskisyydestä aiheutuvat voimasuureet. Tuulikuormasta aiheutuvia pylonin poikittaisia siirtymiä tasapainottaa pylonin siirtymästä vinoköysistöön aiheutuva horisontaalivoimakomponentti, joka vastustaa vinoköysistön poikkeamista alkuperäisestä tasostaan.

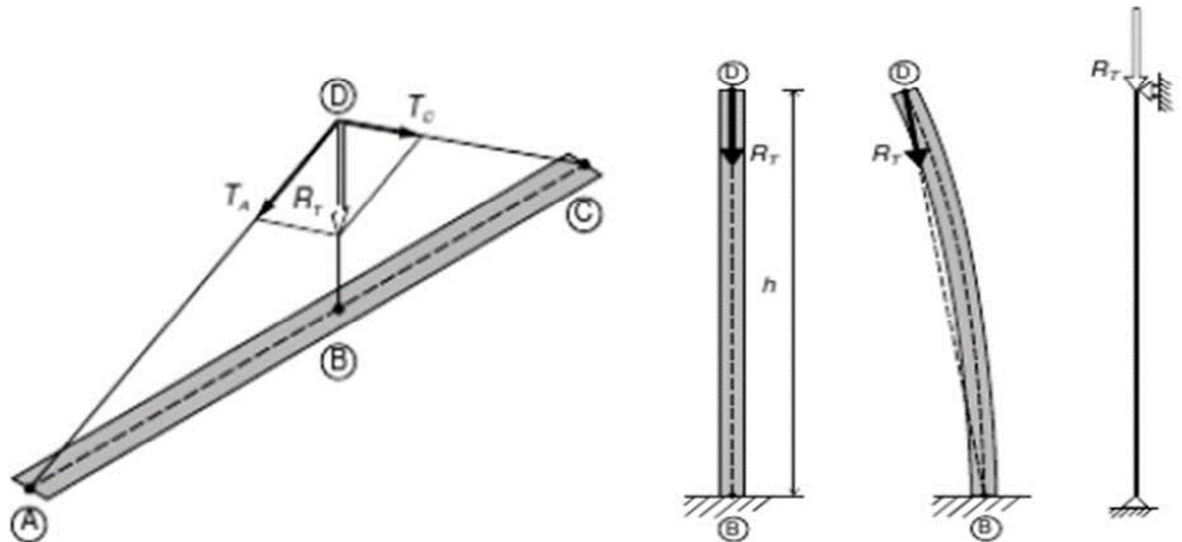
Pilarimaisissa pyloneissa, jotka tukevat kaksitasoista köysisysteemiä, tulee pyrkiä yhdistämään pylonin poikkileikkauksen painopisteakseli ja vinoköysitaso. Tällöin vinoköysien voimien pitkäaikaiset vertikaalikomponentit aiheuttavat vain aksiaalisia rasituksia pylonille. Tästä poikkeamalla pylonille aiheutuu pitkäaikaisia poikittaisia taivutusrasituksia, jotka yhdistettynä betonin virumaan saattavat vaarantaa rakenteen kuormankantokyvyn.

Pilarimaisilla pyloneilla tuulikuorma muodostuu yleensä määräävimmäksi kuormitukseksi poikittaisessa suunnassa.

Tarkastellaan lähteessä [5] olevaa yksinkertaista esimerkkiä pilarimaisen pylonin ja vinoköysien yhteistoiminnasta. Kuvassa 2.14 on esitetty kaksi painotonta köyttä, jotka kiinnittyvät pylonin huippuun. Pylonissa vaikuttava aksiaalivoima on resultantti vinoköysien voimien vertikaalikomponenteista. Oletetaan näissä köysissä vaikuttavien voimien T_A ja T_C horisontaalikomponenttien olevan tasapainossa. Tällöin pylonissa vaikuttava aksiaalivoima on resultantti näistä kahdesta köysivoimasta:

$$T_A + T_C = R_T \quad (2.2)$$

Pylonin huippu sekä vinoköysien ankkurointipisteet A ja C määrittävät tason, jonka suunnassa resultanttivoima R_T vaikuttaa. Kun tarkastellaan vain vertikaalisesti kuormitetun pylonin stabiliteettia voidaan todeta resultantin R_T suunnan olevan aina kohden pistettä B, jossa pylonin ja kansirakenteen akselit leikkaavat toisensa. Tämän johdosta pylonin nurjahduspituus on yhtenevä pylonin korkeuden kanssa, toisinkuin jos resultanttivoima R_T pysyisi vertikaalisena, jolloin pylonin toimiva pituus olisi kaksi kertaa pylonin korkeus kuten vapaasti seisovalla pilarilla.



Kuva 2.14 Pilarimaisen pylonin ja vinoköysien yhteistoiminta [5].

Poikittaisen kuormitusten alaisena silta voi taipua kuvan 2.15 mukaisesti siten, että pisteet A, C ja B eivät enään sijaitse samalla suoralla. Taipuneessa tilassa vinoköysien tason määrittelee pylonin huippu sekä suora A' ja C. Tällöin pylonissa vaikuttavan resultanttivoiman R_T suunta on kohden pistettä B' , joka sijaitsee pisteiden A' ja C välisellä suoralla. Tällaisessa tapauksessa pylonin nurjahduksen matemaattisena mallina voidaan käyttää mastopilarin mallia, jota kuormittaa aksiaalinen voima R_T ja momentti $R_T \cdot e_g$ alapäässä.

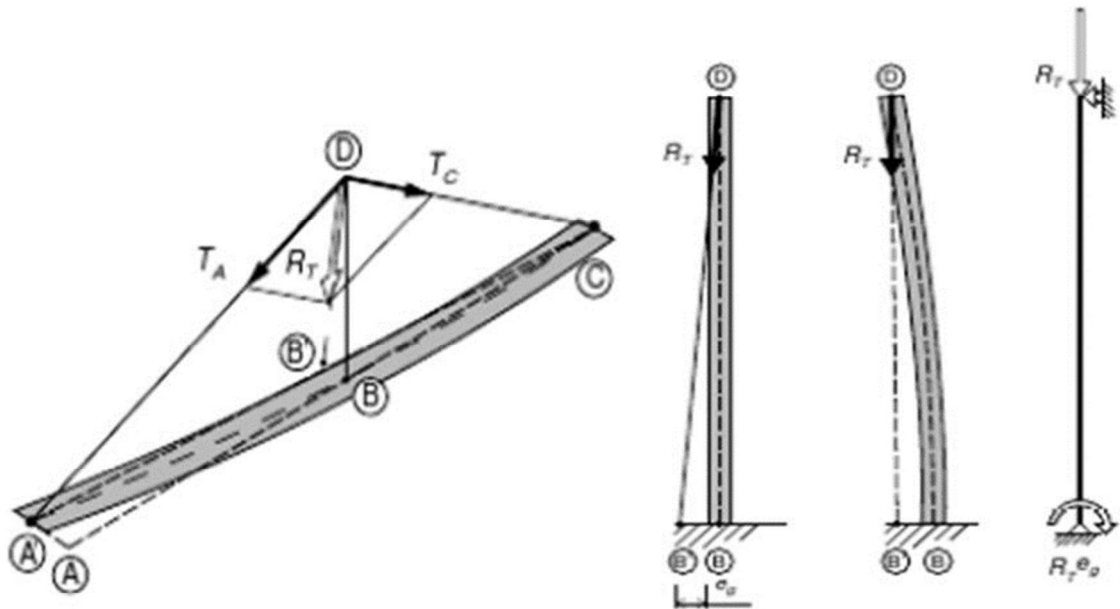
Edellä esitetyissä esimerkeissä on huomioitu ainoastaan köysivoimat pylonin kuormituksena. Lisäksi on otettava huomioon köysien ja pylonin omastapainosta sekä pyloniin ja vinoköysistöön kohdistuvasta tuulesta aiheutuvat kuormat. Kuvassa 2.16 on esitetty kuormaryhmä, jossa on huomioitu kaikki edellä mainitut kuormat ja jolla voidaan tutkia pylonin poikittaisen suunnan stabiliteettia. Huomattavaa on, että vinoköysien välittämä resultanttivoima suuntautuu kohden pistettä B' toisin kuin vinoköysien ja pylonin omastapainosta johtuvat voimasuureet, jotka vaikuttavat vertikaalisina. Tästä johtuen taipuneen pylonin suurin momenttirasitus esiintyy noin pylonin korkeuden

puolivälissä. Jos vinoköysien resultanttivoima olisi vertikaalinen suurin momenttirasitus olisi pylonin juuressa, kuten on esitetty kuvassa katkoviivalla.

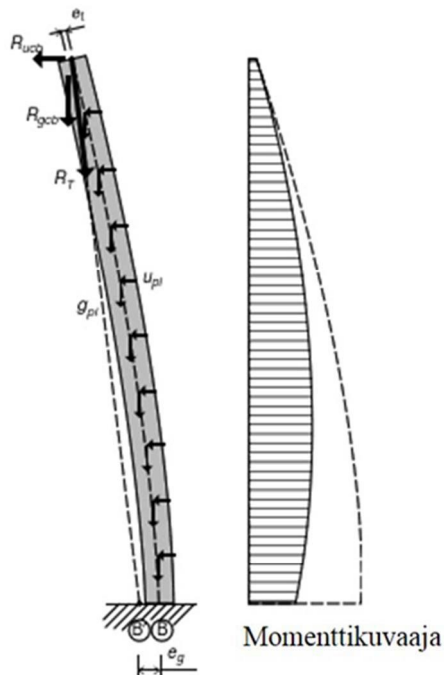
Kuvassa 2.16 on osoitettu myös vinoköysille oletettava tietty epäkeskisyys e_t , jolla huomioidaan rakentamisesta aiheutuvat epätarkkuudet. Yleensä tämän epäkeskisyyden arvoksi valitaan 100 mm [5].

Edellä esitettyssä pylonin on oletettu tukevan säteittäistä köysisysteemiä. Samat periaatteet pitävät paikkansa kuitenkin myös viuhkamaisella ja harppumaisella köysijärjestyksellä. Niissä vinoköysistön voimat ovat jakaantuneet joko osittain tai kokonaan pylonin korkeudelle.

Pilarimaisen pylonin poikittaista suunnittelua rajoittaa kansirakenteiden leveyden minimoimisen tavoite. Tämä johtaa pylonin poikkileikkausmittojen optimoimiseen, jolloin nurjahtamisesta sillan poikittaisessa suunnassa tulee suunnittelun kriittinen tekijä. Tällöin tulee huomioida rakenteen epälineaarisuudet ja niistä aiheutuvat toisen asteen voimasuureet.



Kuva 2.15 Pilarimaisen pylonin ja vinoköysien yhteistoiminta sillan taipuessa poikittaisessa suunnassa [5].



Kuva 2.16 Pilarimaisen pylonin kuormitus köysivoimilla, omallapainolla ja tuulella ja siitä muodostuva momenttirasitus [5].

2.3.3 Pituussuuntainen toiminta

Pylonin pituussuuntaiseen käyttäytymiseen vaikuttavat sekä pylonin että koko sillan tukiehdot. Leonhardt suosittelee pylonin pitämistä hoikkana sillan pituussuunnassa, jotta vältytään suurten taivutusmomenttien välittämiseltä perustuksille [7].

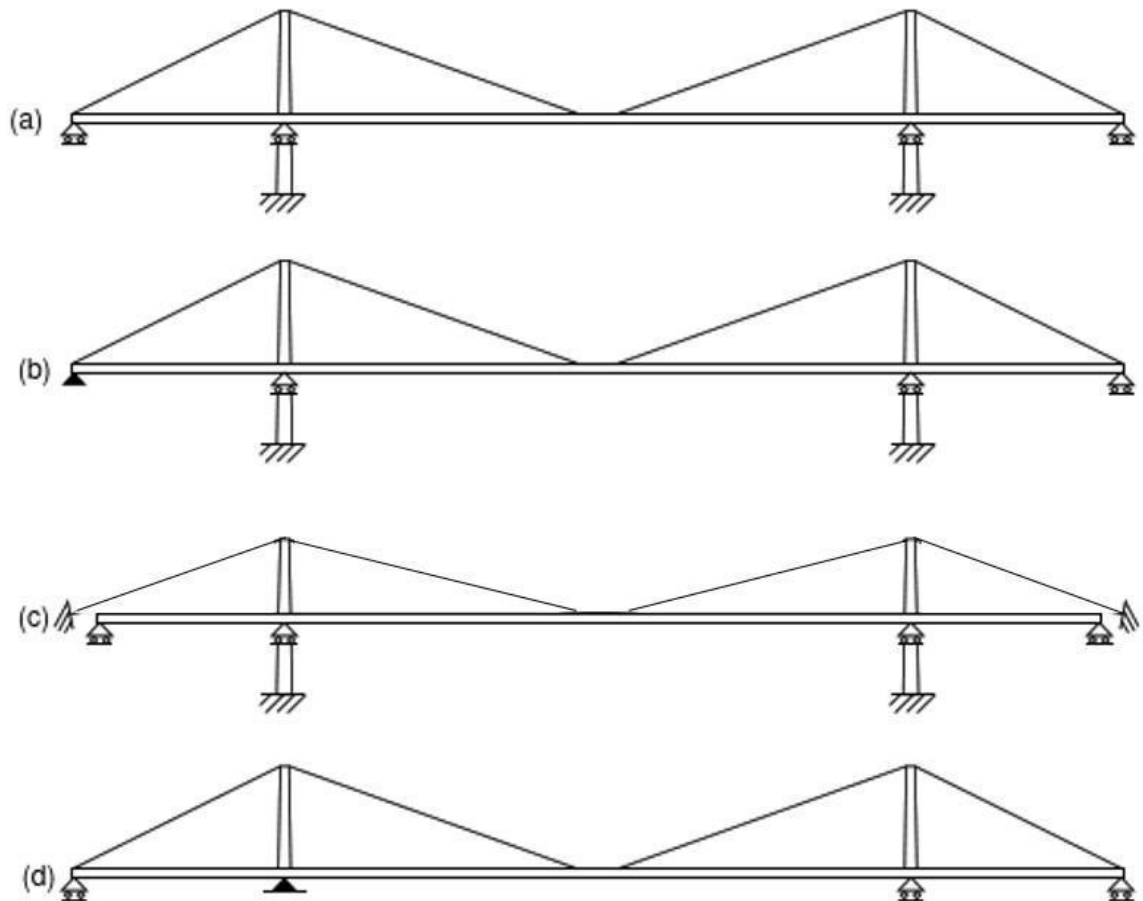
Yksinkertainen ratkaisu on laakeroida pyloni ja tukea siihen säteittäinen köysisysteemi. Tällöin vinoköysien voimien vertikaalikomponentit välittyvät pylonin aksiaalisesti puristukseksi. Momenteja pylonille aiheutuu tällaisessa rakenteessa vain pituussuuntaisesta tuulikuormasta ja laakerikitkasta pylonin alapäässä. Alapäästään laakeroidun ja ylhäältä vinoköysiin tukeutuvan pylonin nurjahduspituudeksi voidaan olettaa pylonin pituus. Pylonin laakeroinnin käyttöä rajoittaa laakeroinnin kalleus ja hankaluus. Pylonin nivelellinen kiinnittyminen perustuksiin hankaloittaa myös rakentamista, sillä pyloni vaatii rakennusaikaista tuentaa ennen lopullisen köysisysteemin valmistumista.

Pylonin kiinnittyessä jäykästi perustuksiin voidaan tarkastella lähteen [5] mukaisesti neljää perustapausta, jotka kuvaavat pylonin käyttäytymistä sillan pituussuunnassa:

1. Pylonit ovat jäykästi kiinnitettyjä alusrakenteeseen ja tukevat sisäisesti ankkuroituvaa köysisysteemiä. Tämä on esitetty kuvan 2.17 a-kohdassa. Kaikki kansirakenteiden alapuoliset laakeroinnit ovat sillan pituussuunnassa vapaita liikkumaan.
2. Pylonit ovat jäykästi kiinnitettyjä alusrakenteeseen ja tukevat sisäisesti ankkuroituvaa köysisysteemiä. Sillan pituussuuntainen liike on estetty toisella maatuella. Tällaista rakennetta on kuvattu kuvan 2.17 b-kohdassa.
3. Pylonit ovat jäykästi kiinnitettyjä alusrakenteeseen ja tukevat ulkoisesti ankkuroitua köysisysteemiä, kuten on esitetty kuvan 2.17 c-kohdassa.

Kaikki kansirakenteiden alapuoliset laakeroinnit ovat sillan pituussuunnassa vapaita liikkumaan.

4. Pylonit ovat jäykästi kiinnitettyjä kansirakenteeseen ja tukevat sisäisesti ankkuroituvaa köysisysteemiä. Tällainen rakenne on kuvan 2.17 d-kohdassa.



Kuva 2.17 Pylonin pituussuuntainen toiminta [5].

Kuvan 2.17 a-kohdan kriittisimmässä kuormitusasennossa kansirakenteen pituussuuntainen liike saa molemmat pylonit taipumaan samaan suuntaan. Tästä muodonmuutoksesta ei aiheudu venymiä vinoköysistöön, sillä se on sisäisesti ankkuroitu ja siirtyy kansirakenteen mukana. Näin ollen vinoköysistön pylonille välittämät vertikaalikuormat säilyttävät vertikaalisuuden myös pylonien taipuneessa tilassa. Tällöin pylonin nurjahduspituudeksi sillan suunnassa saadaan vapaasti seisovan pilarin nurjahduspituus, eli sen nurjahduspituus on kaksinkertainen pylonin korkeuteen verrattuna. Lisäksi kaikki pituussuuntaiset kuormat, kuten jarru- ja tuulikuormat, välittyvät pyloneille, joten tällaisessa rakennesysteemissä pyloneilla tulee olla huomattava taivutusjäykkyys sillan pituussuuntaan.

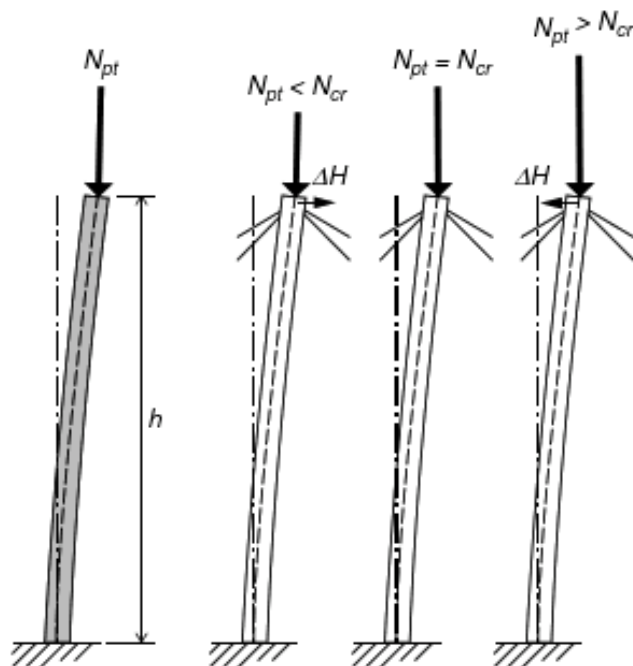
Käytettäessä kiinteää laakerointia maatuella välittyvät kaikki pituussuuntaiset kuormitukset tätä kautta alusrakenteille. Lisäksi ankkuriköydet tukevat pyloninhuippua muodonmuutoksia vastaan. Näin ollen on selvää, että tällaisessa rakenteessa voidaan käyttää huomattavasti a-kohdan pyloneita hoikempia rakenteita. Pylonin ollessa jäykästi

kiinni alusrakenteesta ja tuettu huipulta ankkuriköydellä voidaan nurjahduspituudeksi olettaa noin 0,7 kertaa pylonin korkeus, joka on kolmasosa kohdan a nurjahduspituudesta. Ankkuriköysi ei estä pylonin huipun pituussuuntaisia liikkeitä täydellisesti, sillä muuttuvasta kuormasta ja lämpötilan muutoksesta johtuvat ankkuriköyden venymät sallivat rajoitetun pituussuuntaisen muodonmuutoksen. Tästä johtuen köysisysteemin aiheuttama reaktio pylonissa ei välttämättä ole vertikaalinen, vaan voimaresultantti voi kallistua. Pituussuuntaisen tuulikuorman alaisena pyloni tukeutuu ankkuriköyteen.

Ulkoisesti ankkuroidussa köysisysteemissä ankkuriköysi tukee pylonin huipun pituussuuntaisia liikkeitä vastaan kuten kuvan 2.17 b-kohdan rakenteessa.

kuvan 2.17 d-kohdan tapauksessa ankkuriköysi tukee pylonin samoin kuin kohdissa b ja c, mutta pylonin jäykkä kiinnitys kansirakenteeseen aiheuttaa momenttirasituksia pylonin juuressa. Tällöin nurjahdusanalyysia suoritettaessa voidaan pyloni olettaa jäykästi tuetuksi alhaalta ja yksinkertaisesti tuetuksi huipusta. Tällaista rakennetta kuormittaa vinoköysistöstä aiheutuva vertikaalikuorma, kansirakenteen kiertymää vastaava kiertymä pylonin alapäässä ja tuulikuorma. Ankkuriköyden venymistä aiheutuviin pylonin pituussuuntaisiin taipumiin vaikuttaa pylonin kuorman suhde sen nurjahduskuormaan.

Elastinen pilari, jota kuormittaa nurjahduskuorman suuruinen kuorma, on tasapainossa missä tahansa taipuneessa asennossa, eli niin sanotusti labiilissa tilassa. Tästä voimessaavuttaa seuraavat johtopäätökset pylonin pituussuuntaisesta tasapainosta ja joita on havainnollistettu kuvassa 2.18:



Kuva 2.18 Pylonin ja vinoköysistön yhteistoiminta riippuen kuorman N_{pt} ja nurjahduskuorman N_{cr} suhteesta [5].

Pylonin kuorman ollessa alle nurjahduskuorman pyrkii pyloni palautumaan alkuperäiseen pystysuoraan asemaansa. Jotta pyloni olisi taipuneessa tilassa, täytyy vinoköysistöltä välittyä sille vaakavoima. Toisin sanoen pyloni vastustaa muodonmuutosta tuon voiman verran.

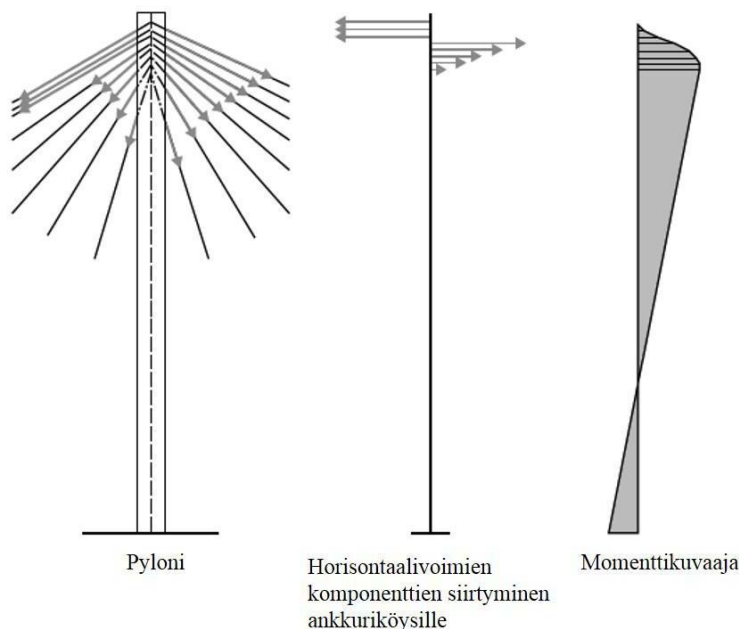
Jos pylonin kuorma on yhtäsuuri kuin nurjahduskuorma, pyloni on tasapainossa missä tahansa taipuneessa tilassa eikä vastusta pylonin huipun sillan pituuden suuntaisia siirtymiä. Tällöin pyloni tukee köysisysteemiä kuten pituussuunnassa vapaasti liikkuva laakeri.

Kun pylonin kuorma on suurempi kuin nurjahduskuorma, tämä johtaa taipumien spontaaniin kasvuun ja tarvitaan vaakavoima H pitämään pylonin huippu paikallaan.

Usein pylonin poikkileikkausmitat yritetään valita siten, että suurin pylonin kuorma vastaisi vapaasti seisovan pilarin nurjahduskuorma. Tällöin pyloni toimii sillan pituussuunnassa kuten liikkuva laakeri tukien vinoköysistöä vain vertikaalivoimia vastaan [5].

Edellisissä esityksissä on vinoköysistön oletettu olevan säteittäinen. Käytännöllisistä syistä säteittäistä vinoköysistöä on vaikea toteuttaa, mistä syystä viuhkamainen ja harppumainen pituussuuntainen köysijärjestys ovat yleistyneet.

Viuhkamaisessa köysijärjestyksessä pyloniin aiheutuu taivutusta eri tasoilla sijaitsevien vinoköysien erisuuruista horisontaalivoimista. Kuvassa 2.19 reunajännettä kuormittaa vain omapaino ja pääjänniteellä on omapaino sekä muuttuva kuorma. Tällöin vinoköydessä vaikuttavan voiman horisontaalikomponentti reunajännitteen puolella ei riitä kumoamaan pääjännitteen puoleisen vinoköyden voiman horisontaalikomponenttia. Tämä horisontaalivoimien epätasapainoinen komponentti täytyy siirtää ankkurointiköysille. Pylonin yläpäähän syntyy tällöin taivutusta, joka voi aiheuttaa suuremman maksimomomentin kuin pylonin juuressa. Koska horisontaalivoimista syntyvät momentit ovat suhteessa vinoköysien ankkurointien etäisyyksiin, on ankkurointialue tehtävä mahdollisimman keskitetyksi.



Kuva 2.19 Epätasapainossa olevien vinoköysien horisontaalivoimien synnyttämä momenttirasitus pylonissa [5].

Harppumaisessa köysijärjestyksessä ankkuroinnit ovat jakautuneet koko pylonin korkeudelle. Tästä aiheutuu huomattavia taivutusrasituksia pylonille tasapainottomien horisontaalivoimien tasoittuessa eritasoilla oleville ankkuroinneille. Näiden

taivutusrasitusten voimakkuuteen vaikuttaa pylonin ja kansirakenteen taivutusjäykkyyksien suhde.

3 Epälineaarinen rakenneanalyysi

3.1 Johdanto

Rakenteen epälineaarisuus voi olla luonteeltaan geometrinen, materiaalin käyttäytymisestä johtuvaa tai reunaehtoihin liittyvää. Geometrisesti epälineaarisessa tapauksessa rakenteeseen kuormituksesta aiheutuvat siirtymät aiheuttavat huomattavan eron rakenteen alkuperäisen geometrian ja kuormitetun geometrian välille. Tällöin rakenteen käyttäytyminen ei ole enää lineaarista, joten tasapainoyhtälöt tulee muodostaa rakenteen siirtyneessä tilassa. Materiaalisella epälineaariudella tarkoitetaan rakennusmateriaalin konstitutiivisten yhtälöiden epälineaarisuutta. Reunaehtoihin liittyvä epälineaarisuus voi johtua esimerkiksi siitä, että rakenteen tukeutuminen ympäristöönsä riippuu kuormituksen suuruudesta, jolloin kyseessä on kosketusongelma.

Käytettäessä epälineaarista analyysiä rakenteen analysoimiseen tulee huomioda, että eri kuormitusten aiheuttamia jännitystiloja rakenteessa ei voida lineaarisesti yhdistellä. Tästä johtuen voidaan käsitellä vain yhtä kuormitustapausta kerrallaan. Epälineaarisessa analyysissä rakenteen kuormitusjärjestyksellä voi olla merkittävä vaikutus rakenteen vasteeseen. Esimerkiksi plastiset muodonmuutokset riippuvat kuormitusjärjestyksestä. Myös rakenteen jännitystilalla ennen kuormitusta on vaikutusta analyysin tuloksiin. Tällaisia jännitystiloja ovat muun muassa teräksillä esiintyvät jäännösjännitykset hitsauksesta ja kuuma- tai kylmämuokkaamisesta.

3.2 Elementtimenetelmä

3.2.1 Lyhyt katsaus elementtimenetelmän perusteisiin

Rakenteiden käyttäytymistä voidaan kuvata matemaattisilla malleilla, jotka perustuvat fysiikan lakeihin ja periaatteisiin. Käytännössä tällaiset matemaattiset mallit, yksinkertaistuksista huolimatta, ovat vailla analyttistä ratkaisua tai ratkaisu on laskennallisesti raskas. Tällöin käytetään numeerisia menetelmiä, kuten elementtimenetelmää, matemaattisen mallin likimääräiseen ratkaisemiseen.

Elementtimenetelmässä tutkittava jatkuva kappale esitetään jaettuna elementeiksi. Elementtejä yhdistäviä pisteitä kutsutaan solmupisteiksi. Koska tarkasteltavan kenttämuuttujan, joka voi olla esimerkiksi siirtymä, jännitys, lämpötila, paine tai nopeus, tarkkaa jakaumaa jatkuvan kappaleen sisällä ei tiedetä approksimoidaan sitä yksinkertaisilla muotofunktioilla, jotka on määritelty elementeissä. Nämä yksinkertaiset muotofunktiot määritellään siten, että ne toteuttavat reunaehdot solmupisteissä. Kun kootaan koko jatkuvan kappaleen kenttäyhtälöt, kuten esimerkiksi rakenteen tasapainoyhtälöt, saadaan uusiksi tuntemattomiksi elementin kenttämuuttujan arvot solmupisteissä. Ratkaisemalla jatkuvan kappaleen kenttäyhtälöt saadaan ratkaistua elementin kenttämuuttujan arvot solmupisteissä. Solmupisteiden arvot yhdessä muotofunktioiden kanssa määrittelevät tarkasteltavan muuttujan arvot koko jatkuvassa kappaleessa.

Käsiteltävän rakenteellisen ongelman ratkaiseminen elementtimenetelmällä voidaan aina jakaa seuraaviin kuuteen askeleeseen:

1. Rakenteen diskretisointi

Elementtimenetelmä ratkaisun ensimmäinen askel on jatkuvan rakenteen jakaminen elementeiksi. Analysoijan tulee valita elementtien määrä, koko ja järjestely tarkasteltavan ongelman mukaisesti.

2. Sopivien muotofunktioiden valinta

Koska monimutkaisen rakenteen siirtymätilaa tiettyjen kuormitusten alaisena ei voida etukäteen määrittää oletetaan sopivien yksinkertaisten, yleensä polynomimuotoisten, muotofunktioiden approksimoivan rakenteen toimintaa.

3. Elementin jäykkyysmatriisin ja kuormitusvektorin muodostaminen

Oletetulle siirtymätilalle johdetaan elementin jäykkyysmatriisi $[K^{(e)}]$ ja kuormitusvektori $\vec{P}^{(e)}$ joko tasapainoyhtälöistä tai sopivasta variaationaaliperiaatteesta.

4. Elementtien jäykkyysmatriisien kokoaminen globaaliksi jäykkyysmatriisiksi. Sijoittelusummataan elementtien jäykkyysmatriisit $[K^{(e)}]$ koko rakenteen globaaliksi jäykkyysmatriisiksi $[K]$.

5. Tuntemattomien solmupistesiertymien arvojen ratkaiseminen

Solmupistesiertymät voidaan ratkaista koko rakenteen tasapainoyhtälöstä,

$$KU = F,$$

jossa K on globaali jäykkyysmatriisi, U sisältää tuntemattomat solmupistesiertymät ja F on rakenteen kuormitusvektori. Tästä muodosta saadaan solmupisteiden siirtymät kertomalla kuormitusvektoria jäykkyysmatriisin käänteismatriisilla.

$$U = [K]^{-1}F.$$

6. Elementtien venymien ja jännitysten laskenta

Ratkaistuja solmupistesiertymiä voidaan interpoloida muotofunktioiden avulla elementtien alueella. Käyttämällä mekaniikan konstitutiivisia yhtälöitä ja rakenteen ratkaistua siirtymätilaa voidaan rakenteen jännitykset ja venymät laskea.

3.2.2 Epälineaariset ongelmat elementtimenetelmällä

Epälineaarisisissa ongelmissa tarkasteltavan kappaleen siirtymät voivat vaikuttaa kappaleen jäykkyyteen, siihen kohdistuviin voimiin, kappaleen materiaalin käyttäytymiseen tai kappaleen reunaehtoihin. Tästä johtuen kappaleen tasapainoehdot tulee muodostaa kappaleen siirtyneessä tilassa. Koska kappaleen siirtynyt tila on tuntematon pitää laskentamenetelmän pystyä kuvaamaan kappaleen liike. Kappaleen liike jakaantuu jäykän kappaleen liikkeeseen ja kappaleen deformaatioon. Tästä johtuen tulee geometrisesti epälineaarisisissa ongelmissa käyttää jännitys- ja venymämitoja, jotka huomioivat vain kappaleen deformaation.

Koska kappaleen siirtynyttä tilaa ei voida ratkaista suoraviivaisesti kuten lineaarisissa analyyseissä jaetaan kappaleen kuormitus osiin eli inkrementteihin, joita lisätään siihen asti kunnes saavutetaan tavoiteltu kuormitus. Tällä tavoin saadaan paloittain linearisoitua rakenteen todellinen voima-siirtymäaste. Lisäämällä kappaleen kuormitus pienissä osissa on sen epälineaarinen käyttäytyminen pienempää kyseisen inkrementin sisällä kuin koko kuormituksen alaisena ja kappaleen tasapainon ratkaiseminen helpottuu.

3.2.2.1 Geometrinen epälineaarisuus

Kappaleen liikkeen kuvaamiseksi on olemassa kaksi lähestymistapaa Eulerinen ja Lagrangen. Lagrangen esitystavassa riippumattomina muuttujina ovat materiaalkoordinaatit X_1, X_2, X_3 ja aika t . Staattisissa tarkasteluissa, joissa kuormitus kasvaa niin hitaasti että kappaleen siirtymät ja muodonmuutokset ovat vain kuormituksesta riippuvaisia, symboloi aika t kuormituksen intensiteettiä. Suureet X_1, X_2, X_3 ovat kappaleen partikkelin koordinaatit kappaleelle valitussa alku- eli referenssiasemassa CR. Staattisissa tarkasteluissa kappaleen referenssiasemaksi CR valitaan yleensä kappaleen deformaation tila C0. Kun kappaletta kuormitetaan se siirtyy uuteen asemaan C, joka on esitetty kuvassa 3.1. Tällöin Lagrangen esitystavassa kappaleen partikkelin uusi asema (x_1, x_2, x_3) esitetään vertailutilan avulla (X_1, X_2, X_3) :

$$x = x(X, t) \quad (3.1)$$

Samoin mikä tahansa kappaleen partikkelin tilaa kuvaava muuttuja ϕ esitetään materiaalkoordinaateilla:

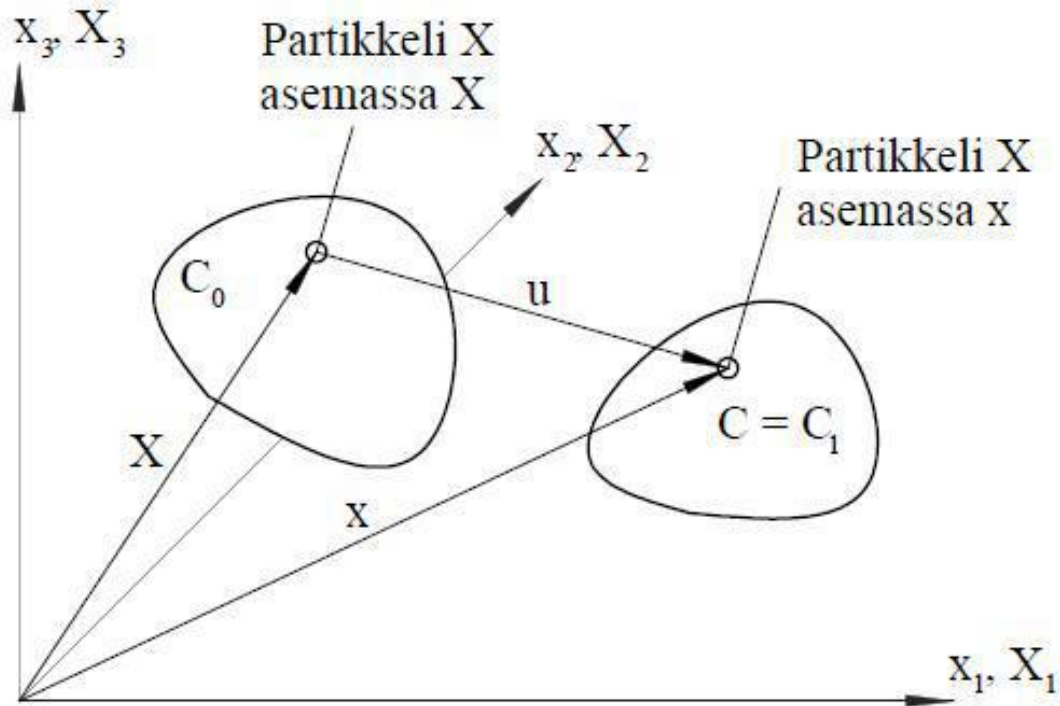
$$\phi = \phi(X, t) \quad (3.2)$$

Eulerin esitystavassa riippumattomina muuttujina ovat spatiaali- eli avaruuskoordinaatit x_1, x_2, x_3 ja aika t . Eulerisessa kuvauksessa kappaleen liike kuvataan suhteessa uuteen asemaan C. Tällöin muuttuja ϕ kuvataan suhteessa sen asemaan malliavaruudessa (x_1, x_2, x_3) , jossa sijaitsee materiaalipiste X :

$$\phi = \phi(x, t), \quad (3.3)$$

$$X = X(x, t) \quad (3.4)$$

Yhtälöitä 3.2 ja 3.4 vertaamalla havaitaan Eulerisen ja LaGrangen esitystavan ero. Yhtälössä 3.2 muutos ajassa t aiheuttaa materiaalipisteen X muuttujassa ϕ muutoksen. Näin ollen tällaisessa esitystavassa keskitytään seuraamaan materiaalipistettä X. Yhtälössä 3.4 muutos ajassa t tarkoittaa muutosta muuttujassa ϕ , jota tarkastellaan samassa malliavaruuden pisteessä, jossa todennäköisesti on eri materiaalipiste kuin alkutilassa. Näin ollen tarkastelu on keskittynyt malliavaruuden pisteeseen x [9].

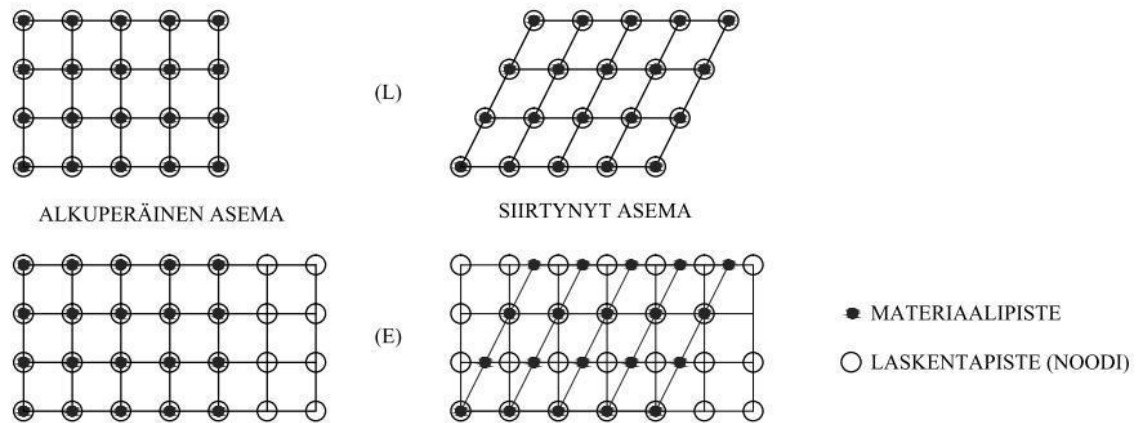


Kuva 3.1 Kappaleen referenssi- ja deformoitunut asema.

Elementtimenetelmään sovellettuna edellä esitetty Eulerisen ja LaGrangen esitystapojen ero merkitsee sitä että Eulerisessa kuvauksessa laskentapisteet ovat sidottuja avaruudelliseen koordinaatistoon, joten ne pysyvät paikallaan materiaalipisteiden siirtyessä alkuperäisestä asemasta siirtyneeseen asemaan. Lagrangen kuvauksessa laskentapisteet ovat sidottuja materiaalliseen koordinaatistoon, joten ne siirtyvät materiaalipisteiden mukana. Tätä eroavaisuutta on hahmotettu kuvassa 3.2, jossa suorakulmaista elementtiverkkoa rasittaa puhdas leikkausmuodonmuutos. Koska Lagrangen elementtiverkossa materiaali- ja laskentapisteet ovat yhteneviä on reunaehdojen esittäminen helppoa, sillä materiaalin rajalla olevat laskentapisteet seuraavat materiaalia koko laskennan ajan. Materiaali- ja laskentapisteiden yhtenevyys helpottaa myös materiaalimallien muodostamista. Eulerisessa elementtiverkossa reunaehdot on määriteltävä pisteissä, jotka eivät ole laskentapisteitä ja tämä vaikeuttaa huomattavasti mallin muodostamista [10].

Lagrangisessa elementtiverkossa elementit muuttavat muotoaan kappaleen mukana. Tämä aiheuttaa elementeissä vääristymää, joka huonontaa elementin laskentatarkkuutta. Tämä ilmiö on erityisen huomattava suurien muodonmuutosten tapauksessa. Eulerisessa verkossa elementit ovat vakioita koko laskennan ajan, joten vääristymää ei tällöin tapahdu.

Kiinteiden kappaleiden tarkastelussa Eulerinen kuvaus on vähemmän käytetty lähestymistapa, sillä kappaleen lopullinen asema on tuntematon. Eulerista kuvausta hyödynnetään erityisesti virtausmekaniikan laskelmissa, jossa selvitetään virtauksen nopeutta, painetta tai tiheyttä ja niiden vaihteluja.



Kuva 3.2 Tason leikkaus esitettynä Lagrangen (L) ja Eulerin (E) elementtiverkoilla.

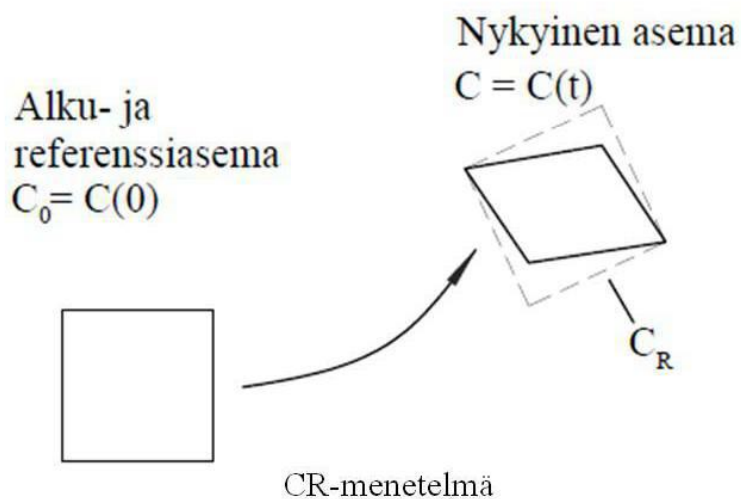
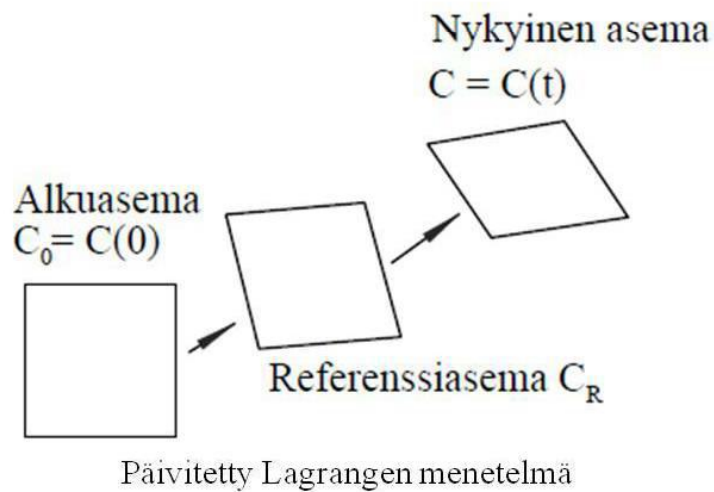
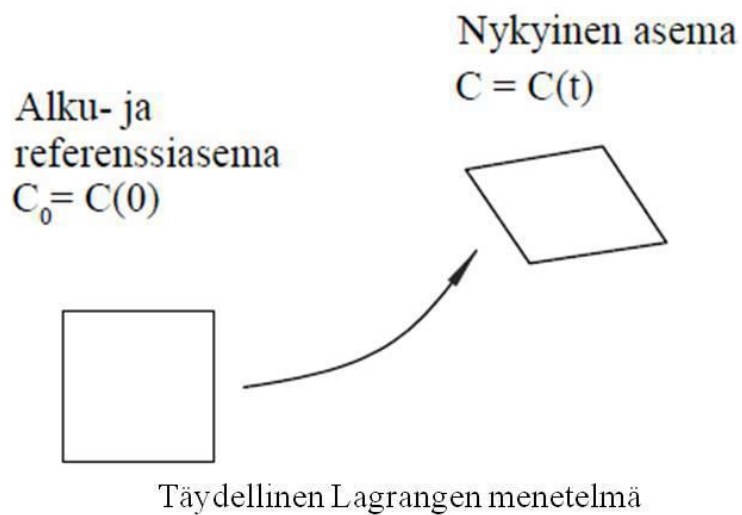
Kolme yleisintä laskentamenetelmää, jotka huomioivat kappaleen liikkeen, ovat täydellinen lagrangen menetelmä (total lagrangian, TL), päivitetty Lagrangen menetelmä (updated lagrangian, UL) ja CR-menetelmä (co-rotational, CR). Merkittävin ero näiden eri laskentamenetelmien välillä on kappaleen liikkeen referenssiaseman valinta, jota on kuvattu kuvassa 3.3.

Täydellisessä Lagrangen menetelmässä referenssiasemana on kappaleen alkutila. Tällöin kappaleen venymä- ja jännitysmittoina käytetään yleensä Green-Lagrange venymää ja toista Piola-Kirchoff jännitystä. Päivitetyssä Lagrangen menetelmässä liikettä verrataan viimeisimpään kappaleen tasapainopolulla saavutettuun tasapainotilaan. Jännitystä ja venymää mitataan Cauchyn jännityksellä ja logaritmisella tai Almansin venymällä [11].

Molemmat Lagrangen menetelmistä ovat muunnettavissa toistensa esitystapaan. Laskennallisesti tuloksissa ei pitäisi olla eroja ja valinta näiden kahden menetelmän välillä perustuu siihen kumpi on numeerisesti tehokkaampi käsiteltävään ongelmaan ja käsiteltävän ongelman materiaalmallin soveltuvuuteen valittuun laskentamenetelmään [10].

CR-menetelmässä kappaleen liike jaetaan jäykän kappaleen liikkeeksi ja deformaatioksi. Jäykän kappaleen liikkeen referenssiasemana staattisissa tarkasteluissa on yleensä kappaleen alkutila. Kappaleen deformaatio mitataan paikallisessa koordinaatistossa, joka on sulautettu kappaleeseen [10].

Tässä tutkimuksessa tullaan käyttämään CR-menetelmää pylonin analysoimiseksi.



Kuva 3.3 Eri laskentamenetelmien referenssiasemat.

3.2.2.2 Materiaalinen epälineaarisuus

Materiaalin muodonmuutuskäyttäytymistä jännityksen alaisena kuvataan matemaattisilla yhtälöillä eli konstitutiivisilla yhteyksillä. Riittävän pienillä muodonmuutoksilla kaikille materiaaleille pätee Hooken laiksi kutsuttu konstitutiivinen yhteys, joka kuvaa

materiaalin lineaaris-elastista käyttäytymistä. Muodonmuutosten kasvaessa muuttuu materiaalien käyttäytyminen epälineaariseksi. Teräsbetonirakenteella materiaalin epälineaarisuus on huomattavaa, sillä se koostuu kahdesta materiaalista, joilla on toisistaan poikkeavat konstitutiiviset yhteydet.

Lähteen [12] mukaisesti betonirakenteen numeeriset mallit voidaan jakaa analyysin mittakaavan perusteella seuraavasti;

(1) Lokaalit mallit, jotka perustuvat kontinuumioletukselle ja joissa lokaalein muuttujin ilmaistut konstitutiiviset yhtälöt ovat geometriasta riippumattomia. Kaikilla laskennassa tarvittavilla parametreilla on fysikaalinen merkitys ja ne tulee selvittää standardoituilla koestusmenetelmillä. Tällöin elementtimenetelmää käytettäessä joudutaan ratkomaan suuria yhtälöryhmiä, ratkaisemaan konstitutiiviset yhtälöt suuressa määrässä pisteitä ja integroimaan jännitykset kahdessa tai kolmessa ulottuvuudessa.

(2) Globaalit mallit, jotka muodostetaan yleistettyjen muuttujien avulla ja jotka huomioivat betonin sekä teräksen ominaisuudet. Tällaisissa malleissa ei ole tarvetta jännitysten integroimiselle ja jännitys-muodonmuutosyhteys voidaan esittää yksinkertaistettuna. Malli muodostetaan käyttäen yksinkertaisia kinemaattisia oletuksia. Betonirakenteen käyttäytymistä kuvataan yleistettyjen muuttujien avulla yksiaksiaalisena perustuen betonirakenteen koestuksessa havaittuun toimintaan, klassisiin myötöteorioihin tai murtomekaanisiin malleihin. Näin toimittaessa menetetään lokaalia informaatiota rakenteesta mutta säästetään laskentarutiineissa. Globaalit mallit tulee myös virittää tilanteeseen sopivaksi esimerkiksi poikkileikkauksen vaihtelut huomioivaksi.

(3) Semi-lokaalit mallit, jotka hyödyntävät ominaisuuksia sekä lokaaleista että globaaleista malleista. Tällöin rakenteen tasapaino ja kinematiikka ratkaistaan globaalilla tasolla ja jännitykset ja sisäiset muuttujat ratkaistaan lokaalilla tasolla.

Tässä tutkimuksessa käytettävä materiaalimalli esitellään tarkemmin luvussa 4.

3.2.2.3 Ratkaisumenetelmät epälineaarisisessa analyysissa

Epälineaarisisessa analyysissa jäykkyysmatriisi on solmupistesiiirtymien funktio. Tällöin jäykkyysmatriisia ei ole tarkoituksenmukaista muodostaa lainkaan vaan sen sijaan käytetään sisäisten ja ulkoisten voimien tasapainoyhtälöä,

$$f_{int}(u) - p = 0, \quad (3.5)$$

jossa f_{int} on sisäisten voimien vektori, p on ulkoinen kuormitusvektori.

Solmupistesiiirtymiä u ei voida yllä olevasta yhtälöstä eksplisiittisesti ratkaista kuten lineaarisessa tapauksessa, vaan on turvauduttava numeeriseen ratkaisuun. Tunnettu ja tehokas menetelmä on Newton-Raphson-iterointi, jonka periaate on esitetty kuvassa 3.4. Menetelmä perustuu residuaalivoimien,

$$r(u) = f_{int}(u) - p \quad (3.6)$$

minimoimiseen iteratiivisella menettelyllä.

Residuaalin Taylor-sarjakehitelmä tunnetulla siirtymän arvolla u on,

$$r(u + \Delta u) = r(u) + \frac{\partial r(u)}{\partial u} \Delta u + \dots = r(u) + K_T \Delta u, \quad (3.7)$$

missä K_T on tangenttijäykkyys. Tangenttijäykkyys muodostuu sisäisten solmuvoimien derivaatista siirtymien suhteen ja jakaantuu näin ollen geometriseksi ja materiaaliseksi jäykkyysmatriisiksi. Geometrinen jäykkyysmatriisi huomioi rakenteen geometrian muutoksen vaikutuksen rakenteen jäykkyyteen ja se riippuu rakenteesta tarkasteluhetkellä vaikuttavasta jännitystilasta. Materiaalinen tangenttijäykkyysmatriisi vastaa lineaarisen elementtimenetelmän jäykkyysmatriisia. Sen laskeminen edellyttää jännitysten ja siirtymien välisen suhteen tuntemisen eli se on riippuvainen käytetystä materiaalmallista. Lisäksi jos kuormitus on riippuvainen siirtymistä muodostaa se kolmannen termin tangenttijäykkyyteen. Tätä termiä kutsutaan kuormitusjäykkyydeksi. Siirtymistä riippuvaisia kuormia ovat esimerkiksi seuraajavoimat ja painekuormat.

Asettamalla nyt yhtälön 3.7 vasen puoli nolllaksi saadaan lineaarinen yhtälö,

$$K_T \Delta u = -r(u), \quad (3.8)$$

josta Δu voidaan ratkaista.

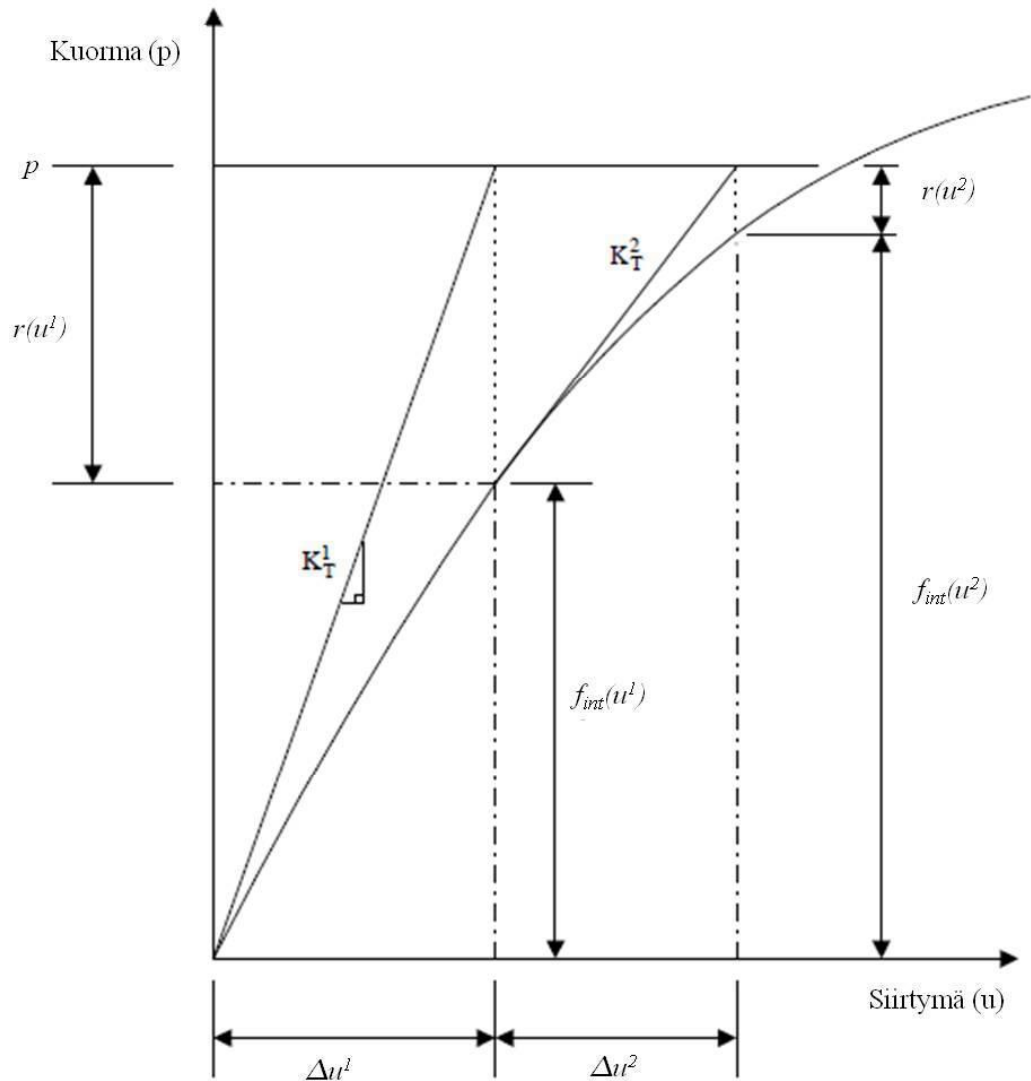
Newton-Rhapson-menetelmää sovelletaan yleensä siten, että kokonaiskuormitus p jaetaan kuormitusaskeliin p_k . Kunkin kuormitusaskeleen alussa siirtymä on edellisen kuormitusaskeleen lopussa laskettu siirtymä, ensimmäisellä askeleella siis 0. Kullakin kuormitusaskeleella k tasapainotilan toteuttavaa siirtymää u haetaan iteratiivisesti seuraavien askeleiden mukaisesti:

1. Lasketaan residuaali $r(u) = f_{int} - f$. Jos $r(u)$ on riittävän pieni, lopetetaan iteraatio.
2. Lasketaan tangenttijäykkyys $K_T = \frac{\partial r(u)}{\partial u}$ ja ratkaistaan Δu lineaarisesta yhtälöstä 3.8.
3. Lasketaan siirtymälle uusi arvo $u = u + \Delta u$ ja palataan kohtaan 1.

Iteroinnin lopetusehtona voidaan käyttää jotain useista eri suppenemiskriteereistä. Yleensä käytetään residuaalien ehtoa,

$$\|r\| < \varepsilon \|f\|,$$

missä ε on käyttäjän määrittämä vakio [13].



Kuva 3.4 Newton-Rhapon iteraatio [13].

Newtonin menetelmästä on kehitetty muunnelmia, sillä perinteisestä menetelmästä tekee laskennallisesti raskaan tangenttijäykkyyden päivitys joka iteraatioaskeleella. Modifioidussa Newtonin menetelmässä tangenttijäykkyyttä ei päivitetä jokaisella iteraatioaskeleella vaan esimerkiksi kuormitusaskelten välissä. Äärimmäisessä tapauksessa samaa tangenttijäykkyyttä voidaan käyttää koko laskennan ajan. Kvasi-Newton menetelmissä tarkka tangenttijäykkyys korvataan hyvällä approksimaatiolla, joka lasketaan modifioimalla edellistä tangenttijäykkyyttä yksinkertaisilla operaatioilla.

Edellä esitetyssä on inkrementoitavaksi suureeksi oletettu rakenteeseen kohdistuva kuormitus. Lähestyttäessä rakenteen kriittistä kuormitusta, jolla rakenne menettää stabiiliutensa, voi kuormituksen kasvattaminen johtaa numeerisiin vaikeuksiin. Tällöin voidaan käyttää kaarenpituusmenetelmiä, jotka perustuvat rakenteen epälineaarisen tasapainoyhtälöryhmän laajentamiseen yhtälöllä, jolla rajoitetaan yhden askeleen aikana kuljetun matkan pituutta tasapainopolulla.

3.3 Stabiilius

3.3.1 Stabiiliuden teoria

3.3.1.1 Tasapainotilan stabiilius

Dirichlet-Lagrangen teoreeman mukaan konservatiivinen systeemi on stabiili, jos potentiaalienergia on positiivi-definiitti tasapainotilan lähistöllä. Tällä teoreemalla voidaan tutkia konservatiivisten systeemien luonnetta potentiaalienergian avulla. Systeemin tasapainotilan lauseke voidaan lausua kokonaispotentiaalienergian V variaation avulla

$$V_{,i}\delta u_i = 0, \quad (3.9)$$

jossa u_i on diskreetin systeemin siirtymävektorin i :s komponentti.

Systeemin tasapainotilan stabiiliutta voidaan tarkastella tutkimalla systeemin kokonaispotentiaalienergian toista variaatiota. Systeemi on tasapainossa, kun kokonaispotentiaalienergian toinen variaatio on positiivinen. Tämä määritelmän mukaisesti elementtimenetelmässä tasapainotilan stabiiliusehto kaikille kinemaattisesti luvallisille virtuaalisille siirtymille $\delta \mathbf{u}$ voidaan esittää seuraavasti

$$V_{,ij}\delta u_i\delta u_j = \delta \mathbf{u}^T \mathbf{K}_T \delta \mathbf{u} > 0, \quad (3.10)$$

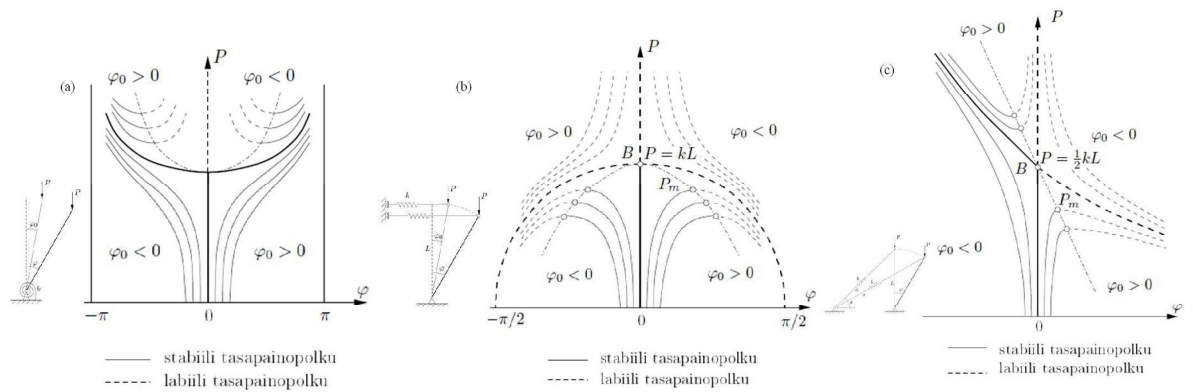
jossa V on kokonaispotentiaalienergia, \mathbf{u} on siirtymävektori ja \mathbf{K}_T tangentiaalinen jäykkyysmatriisi. Systeemin stabiiliustarkasteluissa tulee siis painottaa tangentiaalisen jäykkyysmatriisin ominaisuuksien tutkimista. Lausekkeen 3.10 mukaan systeemin tasapainotila on stabiili, kun tangentiaalinen jäykkyysmatriisi on positiivi-definiitti. Jos jäykkyysmatriisi on indefiniitti tai negatiivi-definiitti, tasapainotila on epästabiili. Kun jäykkyysmatriisi on positiivi-semidefiniitti, tasapainotila on kriittinen. Jäykkyysmatriisin determinantin avulla kriittisen tilan ehdoksi saadaan [14]

$$\det(\mathbf{K}_T) = 0. \quad (3.11)$$

3.3.1.2 Tasapainopolun rajapiste ja haarautumispiste

Rakenne voi menettää stabiiliutensa rajapisteessä tai haarautumispisteessä. Rajapiste kuvaa nimensä mukaisesti primääritasapainopolulla olevaa maksimipistettä. Haarautumispiste tarkoittaa pistettä, jossa jokin toinen tasapainopolku (sekundääripolku) sivuaa primääripolkua tai leikkaa primääripolun.

Kuvassa 3.2 on esitetty haarautumisen kolme muotoa. Kuvan 3.2 a-kohdan haarautuminen on stabiili ja symmetrinen, b-kohdan epästabiili ja symmetrinen ja c-kohdan asymmetrinen. Paksummat viivat esittävät häiriöttömän rakenteen tasapainopolkua ja ohuemat viivat esittävät rakennetta, jossa on geometrinen alkuhäiriö.



Kuva 3.2 Haarautumisen kolme muotoa. Esimerkkirakenne ja vastaava tasapainopolkua [15].

Kriittisen pisteen läheisyydessä rakenteen käyttäytyminen riippuu kokonaispotentiaalienergian kolmannelsta ja neljänneestä variaatiosta:

$$\begin{aligned}\delta^3 V &= 0 && \Rightarrow \text{symmetrinen haarautuminen} \\ \delta^3 V &\neq 0 && \Rightarrow \text{asymmetrinen haarautuminen} \\ \delta^4 V &> 0 && \Rightarrow \text{stabiili symmetrinen haarautuminen}\end{aligned}$$

Käytettäessä elementtimenetelmää, tunnetaan ainoastaan kokonaispotentiaalienergian toinen variaatio. Tällöin voidaan ratkaista ainoastaan onko tila stabiili, epästabiili vai kriittinen [14].

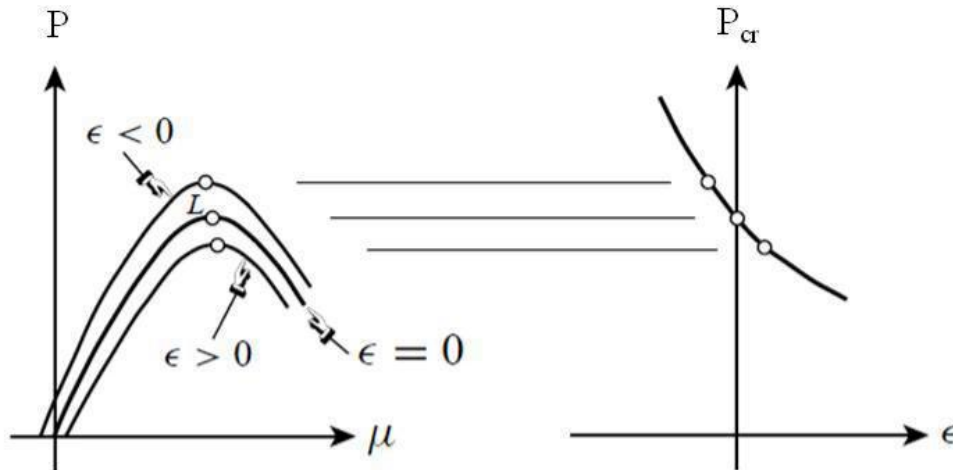
3.3.2 Alkuhäiriöiden vaikutus

Todellisen rakenteen käyttäytyminen poikkeaa olennaisesti ideaalisen rakenteen käyttäytymisestä. Täydellinen, ideaali rakenne voi menettää stabiiliutensa raja- tai haarautumispisteessä, kun taas häiritylle rakenteelle rajapiste on ainoa mahdollinen. Vastaavasti täydellisen rakenteen ratkaisujoukko saattaa sisältää useita ratkaisupolkuja, kun taas häirityn rakenteen ratkaisupolku on yksikäsitteinen [16].

Rakenteessa olevat häiriöt voidaan jaotella rakenneosien häiriöiksi ja asennusepätarckuuksiksi sen mukaan, missä vaiheessa ja minkä takia ne ovat rakenteeseen tulleet. Rakenneosien häiriöitä ovat esimerkiksi vaihtelut poikkileikkausten mitoissa sekä rakennusmateriaalin lujuuden ja kimmomoduulin arvojen vaihtelut. Asennusepätarckuudesta johtuva häiriö aiheutuu esimerkiksi rakenteiden geometrian poikkeamisesta suunnitellusta.

Alkuhäiriöiden vaikutus rakenteen stabiiliuteen vaihtelee voimakkaasti riippuen kriittisen pisteen tyypistä. Tutkimalla häirityn rakenteen käyttäytymistä kriittisen pisteen läheisyydessä voidaan määrittää rakenteen herkkyys alkuhäiriöille.

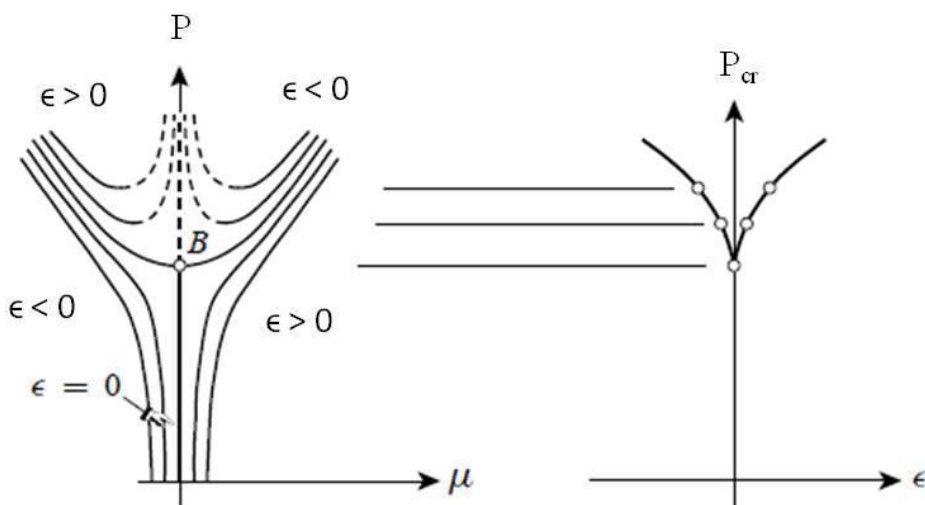
Jos rakenne menettää stabiiliutensa rajapisteessä, on sen käytös häiritynä samankaltaista ideaalirakenteen kanssa, kuten kuvan 3.3 vasemmanpuoleisessa osiossa on esitetty. Rajakuorma käyttäytyy melkein lineaarisesti alkuhäiriöparametrin ϵ vaihdellessa, kuten kuvan 3.3 oikeanpuoleisessa häiriöherkkyyskaaviossa on esitetty. Rajakuorma eri alkuhäiriön arvoilla piirtää käyrän, jonka kulmakerroin on äärellinen ja jatkuva, eikä siinä esiinny singularisuuksia $\epsilon \rightarrow 0$. Tällainen rakenteen käyttäytyminen on miedosti häiriöherkkää [17].



Kuva 3.3 Rakenteen toiminta rajapisteessä.

Stabiilin ja symmetrisen haarautumispisteen omaavan rakenteen vastetta alkuhäiriöihin on esitetty kuvassa 3.4. Kuvassa on esitetty stabiilit tasapainopolut ehjällä viivalla ja epästabiilit on esitetty katkoviivalla.

Alkuhäiriöparametrin ϵ positiiviset arvot tuottavat tasapainopolut kahteen vastakkaiseen neljännekseen ja negatiiviset parametrin ϵ arvot jäljelle jääneisiin neljänneksiin. Tarkastelemalla mitä tahansa häirittyä tasapainopolkua havaitaan sen johtavan kuorman jatkuvaan kasvuun ilman stabiiliuden menetystä. Ainoastaan rakenteen jäykkyys alenee ja siirtymät kasvavat nopeammin kuorman arvon ohitettua ideaalisen rakenteen haarautumispisteen. Näillä luonnollisilla tasapainopoluilla on stabiilit vastineet myös ideaalirakenteen haarautumispistettä vastaavaa kuormaa suuremmilla kuorman arvoilla. Nämä arvot eivät kuitenkaan ole mahdollisia käytännön rakenteissa, joissa kuormituksen kasvu alkaa kuormittamattomasta tilasta. Kuvan 3.4 vasemmanpuoleinen häiriöherkkyysskuvaaja vahvistaa käsityksen siitä, että stabiilin ja symmetrisen haarautumispisteen omaava rakenne ei ole häiriöherkkä, sillä alkuhäiriöparametrin ϵ vaihdellessa saavutetaan ideaalirakennetta suurempia kuormia [17].



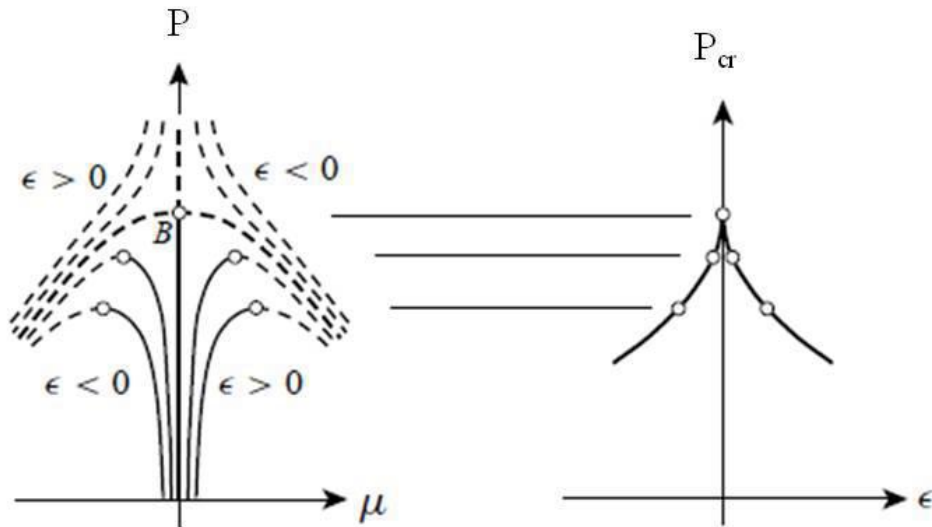
Kuva 3.4 Rakenteen stabiili ja symmetrinen haarautumispiste.

Epästabiilin ja symmetrisen haarautumispisteen omaavan rakenteen tasapainopolut ja häiriöherkkyysskuvaaja on esitetty kuvassa 3.5. Kuten tasapainopoluista huomataan, vaikuttavat sekä positiiviset että negatiiviset alkuhäiriöparametrin ϵ arvot suuresti

rakenteen käytökseen. Jokainen häiritty tasapainopolku johtaa rajapisteeseen, jolloin rakenne menettää stabiiliutensa ideaalirakennetta pienemmällä kuorman arvolla. Häiriöherkkyyskuvaajassa rakenteen käyttäytyminen ilmenee siten, että $\epsilon \rightarrow 0$ kummalta puolelta tahansa kääntyy kuvaajan tangentti vertikaaliseksi. Tämä tarkoittaa sitä, että jo pienetkin häiriöt rakenteessa alentavat merkittävästi rakenteen rajakuormaa. Näin ollen tällä tavalla käyttäytyvät rakenteet ovat hyvin häiriöherkkiä [17]. Häirityn rakenteen rajakuorma on verrannollinen ideaalirakenteen rajakuormaan $2/3$ -potenssilailailla,

$$P_{cr} \propto \epsilon^{2/3}.$$

Yllä oleva yhtälö pitää paikkansa suppealla alueella ideaali rakenteen haarautumispisteen ympärillä. Sen mukaan häirityn rakenteen rajakuorma on verrannollinen häiriötekijän $2/3$ -potenssiin [18].

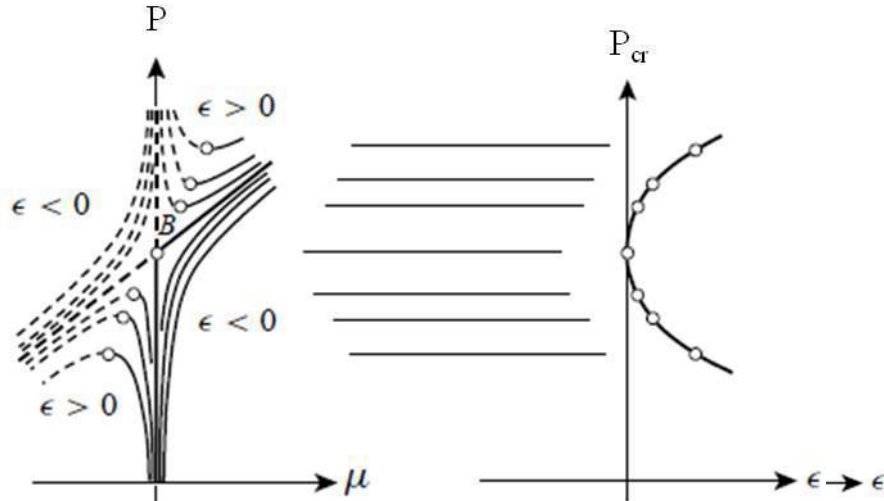


Kuva 3.5 Rakenteen epästabiili ja symmetrinen haarautumispiste.

Haarautumispisteessä asymmetrisesti käyttäytyvän rakenteen tasapainopolut ja häiriöherkkyyskuvaaja on esitetty kuvassa 3.6. Tasapainopoluista havaitaan että alkuhäiriöllä on erittäin merkittävä vaikutus rakenteen käytökseen. Positiiviset alkuhäiriöt johtavat rajapisteisiin ja negatiiviset arvot tasapainopoluille, joilla ei stabiiliuden menetystä ilmene. Häiriöherkkyyskuvaajasta havaitaan kriittisen rajakuorman olevan parabolinen parametrin ϵ positiivisille arvoille ja sen tangentin lähestyvän vertikaalista kun $\epsilon \rightarrow 0$. Tästä johtuen asymmetrisen haarautumispisteen omaava rakenne on erittäin häiriöherkkä [17]. Häirityn rakenteen rajakuorma on verrannollinen ideaalirakenteen rajakuormaan $1/2$ -potenssilailailla,

$$P_{cr} \propto \epsilon^{1/2}.$$

Yllä oleva yhtälö pitää paikkansa suppealla alueella ideaali rakenteen haarautumispisteen ympärillä. Sen mukaan häirityn rakenteen rajakuorma on verrannollinen häiriötekijän $1/2$ -potenssiin [18]. Asymmetrinen haarautuminen on siten häiriöherkempää kuin epästabiili ja symmetrinen haarautuminen.



Kuva 3.6 Rakenteen asymmetrinen haarautumispiste.

Joissakin tapauksissa rakenteen primääripolulla esiintyy haarautumispisteitä hyvin suuri määrä lähekkäin tai jopa päällekkäin. Tyypillisesti tällaisille kriittisille pisteille alkuhäiriöiden vaikutus on huomattavasti suurempaa kuin edellä käsitellyille yksittäisille haarautumispisteille. Koska samanaikaisten haarautumispisteiden yhteisvaikutus saattaa johtaa voimakkaaseen häiriöherkkyyteen tulee suunnittelussa välttää rakenteita, joissa on useita samanaikaisia haarautumispisteitä [14].

3.4 Puristetun ja taivutetun hoikan betonipilarin toiminta

3.4.1 Pilarin hoikkuuden määritelmä

Pilaria kutsutaan hoikaksi jos sen poikkileikkaus mitat ovat pieniä verrattuna sen pituuteen. Pilarin hoikkuutta arvioidaan hoikkuusluvun avulla. Hoikkuusluku λ määritellään,

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (3.12)$$

jossa l_0 on nurjahduspituus ja i on rakenteen jäyhyysäde. Jäyhyysäde määritellään,

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad (3.13)$$

jossa I on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja A on poikkileikkauksen ala.

Euroopan yhtenäisissä suunnittelustandardeissa ohjeistetaan hoikkien betonirakenteiden suunnittelua koko rakenteen tasolla ja yksittäistä rakenneosaa koskevilla ohjeilla [19].

Koko rakenteen mallinnuksesta Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt toteaa kohdassa 5.8.2.6:

(6) Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta, jos ne ovat alle 10 % vastaavista ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista.

Yksittäiselle rakenneosalle Eurokoodi 2 määrittelee erillisten sauvojen hoikkuuskriteerin, joka voidaan laskea kaavasta,

$$\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n}, \quad (3.14)$$

jossa

$$A = 1/(1 + 0,2\varphi_{eff}) \quad (\text{jos virumisastetta } \varphi_{eff} \text{ ei tunneta voidaan käyttää arvoa } A = 0,7)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{jos mekaanista raudoitussuhdetta ei tunneta, voidaan käyttää arvoa } B=1,1)$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (\text{jos mekaanista päätemomenttiensuhdetta } r_m \text{ ei tunneta, voidaan käyttää arvoa } C = 0,7)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}.$$

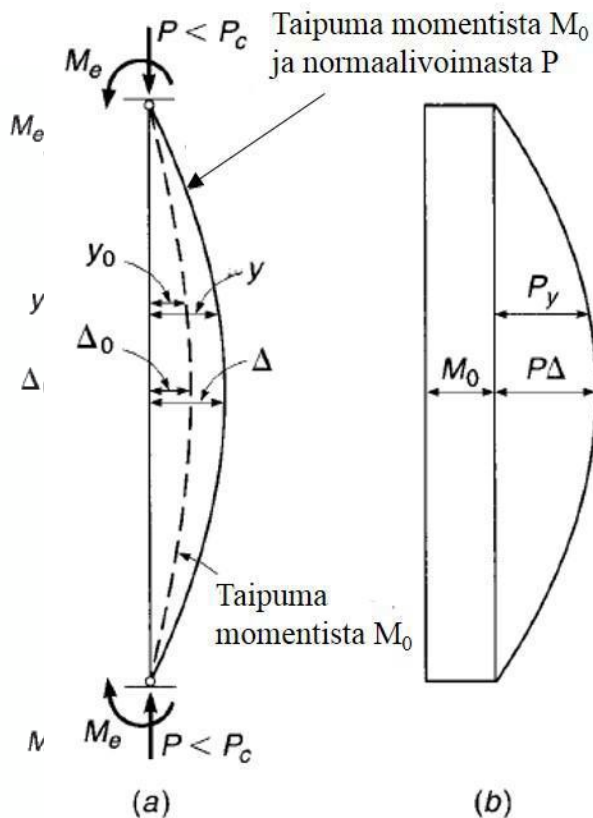
3.4.2 Geometrinen epälineaarisuus

Hoikkien betonipilarien geometrista epälineaarisuutta on helpoin kuvata esimerkin valossa.

Kuvan 3.7 a-kohdassa on esitetty yksinkertaisesti tuettu pilari, jota kuormittaa normaalivoima P sekä päätymomentit Me. Mikäli kuvan pilaria kuormittaisivat vain päätymomentit, olisi pilarin taivutusmomenttijakauma vakio koko pilarin pituudella ja yhtä suuri päätymomenttien kanssa. Tätä tilannetta havainnollistavat kuvaan 3.7 (a) katkoviivalla merkitty taipumaviiva ja kuvan 3.7 (b) vakiona pysyvä taivutusmomenttijakauma M0. Kun pilarin kuormitukseksi lisätään vielä normaalivoima P, kasvaa taivutusmomentti pilarin jokaisessa poikkileikkauksessa normaalivoiman ja sen epäkeskisyyden tulon verran. Normaalivoiman aiheuttama lisämomentti pilarissa taivuttaa pilaria lisää siten, että lopullinen taipumaviiva on kuvassa 3.7 (a) esitetyn yhtenäisen viivan mukainen. Tällöin pilarin jokaisessa poikkileikkauksessa vaikuttava momentti voidaan laskea yhtälöstä,

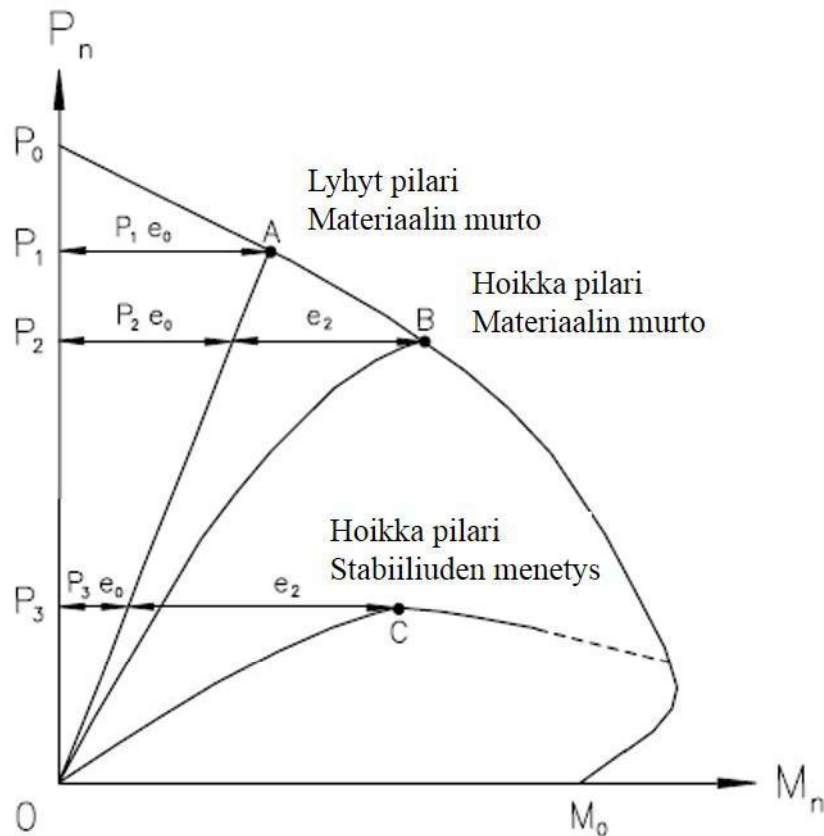
$$M_T = M_0 + Py \quad (3.15)$$

Kuten yllä olevasta yhtälöstä 3.15 havaitaan, koostuu kokonaismomentti MT päätymomenteista aiheutuvasta momentista M0 sekä pilarissa vaikuttavan normaalivoiman P ja taipuman yhteisvaikutuksesta aiheutuvasta geometrisesti epälineaarisesta momentista Py [20].



Kuva 3.7 Hoikan pilarin geometrinen epälineaarisuus [20].

Geometrisesta epälineaarisuudesta aiheutuvat taivutusrasitukset alentavat hoikan betonisen pilarin kestävyyttä. Puristetun ja taivutetun poikkileikkauksen kestävyyttä voidaan kuvata normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutusdiagrammilla. Poikkileikkauksen kestävyydellä tarkoitetaan kuormitusta, jolla joko betoni saavuttaa murtopuristuman tai teräkset murtovenymän. Tällainen yhteisvaikutusdiagrammi on esitetty kuvassa 3.8, jossa yhtenäisellä viivalla pisteestä P_0 pisteeseen M_0 kuvataan poikkileikkauksen kestävyyttä. Kuvan 3.8 yhteisvaikutusdiagrammissa on näkyvillä kolme mahdollista pilarin yhteisvaikutuskäyrää A-C. Kullakin yhteisvaikutuskäyrällä on kuormituksena kasvava normaalivoima, joka vaikuttaa epäkeskisyydellä e_0 . Jos pilari on lyhyt ja jäykkä, eikä näin ollen altis geometrisen epälineaarisuuden aiheuttamille lisärasituksille, se käyttäytyy kuormituspolun A mukaisesti. Tällöin pilarissa vaikuttava momentti on koko ajan lineaarisesti riippuvainen normaalivoimasta, ja pilarin kestävyys saavutetaan poikkileikkauksen kestävyutenä. Hoikkien pilarien käyttäytymistä kuvaa käyrä B, joka saavuttaa poikkileikkauksen kestävyuden, mutta alemmalla normaalivoimalla kuin kohdassa A. Hoikan pilarin alentunut normaalivoimakestävyys johtuu pilarin taipuman aiheuttamasta normaalivoiman kasvaneesta epäkeskisyydestä e_2 , joka aiheuttaa poikkileikkaukseen suuremmat taivutusrasitukset kuin tapauksessa A. Käyrä C kuvaa erittäin hoikan pilarin toimintaa ja pilarin toista mahdollista murtumistapaa. Käyrä C ei saavuta poikkileikkauksen kestävyyttä, vaan se murtuu menettämällä stabiiliutensa. Tällöin pilarin taipuma kasvaa niin suureksi, että se menettää tasapainotilansa [21].



Kuva 3.8 Teräsbetonisen poikkileikkauksen yhteisvaikutuskuvaaja [21].

3.4.3 Materiaalinen epälineaarisuus

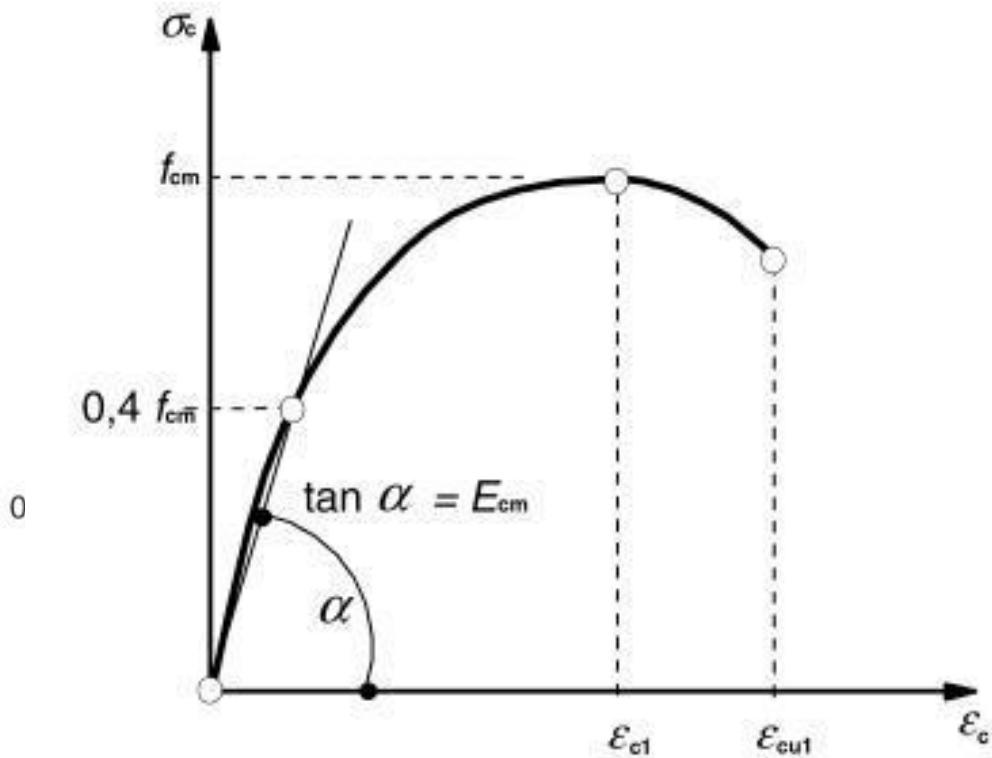
Teräsbetoni on kahdesta, erilaiset ominaisuudet omaavasta aineesta koostuva komposiittimateriaali, jonka muodostavat teräs ja betoni.

3.4.3.1 Betoni

Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys on epälineaarinen. Kuvassa 3.9 on esitetty standardin EN 1992-1-1 mukainen betonin jännitys-muodonmuutosyhteys. Betoni toimii suhteellisen lineaarisesti jännityksillä, jotka ovat alhaisempia kuin 30 % murtojännityksestä. Tätä suuremmilla jännityksillä betonin toiminta muuttuu epälineaariseksi saavuttaen suurimman jännityksensä, jonka arvo on standardin EN 1992-1-1 mukaan betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä. Tästä huippujännityksestä alkaen alkaa betonin jännitys laskea muodonmuutoksien kasvaessa, kunnes se lopulta saavuttaa murtojännityksen arvon.

Jännitys-muodonmuutosyhteyden epälineaarisuus johtuu suurelta osin kuormitetussa betonissa etenevästä halkeilusta. Betonin mikrohalkeilu alkaa jo sen kuivuessa ja kuormilla, joilla betonin käyttäytyminen pysyy suhteellisen lineaarisena, pysyvät betonin sisäiset jännitykset niin alhaisina että ainoastaan hienoista mikrohalkeilua esiintyy. Tästä johtuen pysyy betonin käyttäytyminen kimmoisena jännityksillä, jotka ovat alhaisempia kuin 30 % murtojännityksestä. Jännitykset, jotka ylittävät 30 % betonin murtojännityksestä, aiheuttavat nopeasti etenevää ja lisääntyvää mikrohalkeilua sementtikiven ja runkoaineen rajapinnassa. Tästä johtuen jännitys-muodonmuutosyhteys alkaa poiketa lineaarisesta käytöksestä. Betonin jännityksen kasvaessa lähelle keskimääräistä puristuslujuutta jatkuu halkeamien kasvu, eteneminen ja lisääntyminen

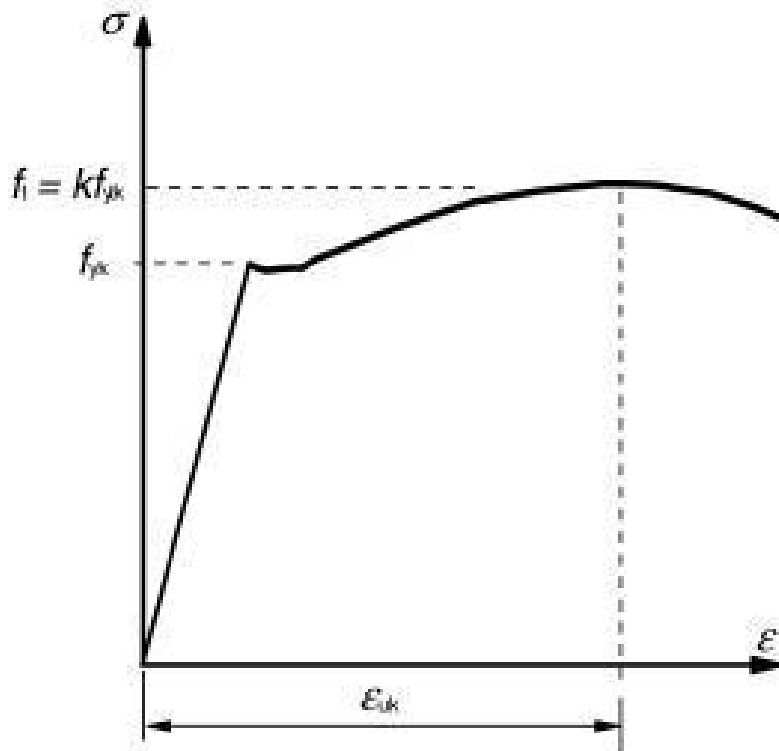
kiihtyvällä tahdilla aiheuttaen halkeilua sementtikivessä sekä sementtikiven ja runkoaineen rajapinnassa. Jännityksen saavuttaessa betonin keskimääräisen puristuslujuuden on halkeilu edennyt koko kappaleen kattavaksi verkostoksi. Keskimääräistä puristuslujuutta vastaavia muodonmuutoksia suuremmilla muodonmuutoksilla laskee betonin jännitys aina murtomuodonmuutokseen asti, jolloin kappale menettää täysin kuormankantokykynsä.



Kuva 3.9 Standardin EN 1992-1-1 mukainen betonin jännitys-muodonmuutosyhteys [19].

3.4.3.2 Teräs

Teräsbetonissa käytettävälle raudoitukselle ominainen jännitys-venymäkuvaaja on esitetty kuvassa 3.10. Teräs käyttäytyy lineaarisen elastisesti suhteellisuusrajalle asti, jonka ylittymisen jälkeen saavutetaan myötöraja. Myötötilassa teräksen jännitys pysyy suhteellisen vakiona venymän kasvaessa. Kuorman jatkaessa kasvamistaan alkaa teräksen jännitys jälleen kasvaa venymän lisääntyessä siihen asti kunnes saavutetaan teräksen vetolujuus. Vetolujuuden saavuttamisen jälkeen alkaa jännitys laskea venymän yhä lisääntyessä. Lopuksi saavutetaan murto, joka tapahtuu jännityksellä, joka on lähellä teräksen myötöjännitystä.



Kuva 3.10 Kuumavalssatun teräksen tyypillinen jännitys-venymäkuvaaja [20].

3.4.4 Taivutetun ja puristetun betonirakenteen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Hoikan, puristetun ja taivutetun betonirakenteen taivutusjäykkyydellä on huomattava vaikutus rakenteen toimintaan, sillä se vaikuttaa merkittävästi rakenteen muodonmuutoksiin. Rakenteen muodonmuutokset taas vaikuttavat tarkasteltavan tilanteen voimasuureisiin ja niiden jakautumiseen kuten kappaleessa 3.3.2 jo osoitettiin. Betonirakenteella taivutusjäykkyyden määrittämisestä hankaloittavat halkeilu, materiaalien epälineaarinen jännitys- muodonmuutosyhteys ja ajasta riippuvat ominaisuudet, eli betonin viruminen. Tässä työssä betonin ajasta riippuviin ominaisuuksiin ei kiinnitetä huomiota.

Betonin halkeilun vuoksi rakenteen taivutusjäykkyys on kuormitustilasta riippuvainen. Jos kuormituksesta johtuvat jännitykset pitävät koko rakenteen poikkileikkauksen puristettuna, betonipoikkileikkaus toimii kokonaisuudessaan. Jos kuormituksesta johtuvat jännitykset aiheuttavat vetojännityksiä, jotka ylittävät betonin vetokestävyyden, alkaa betoni halkeilla ja betonin osuus poikkileikkauksessa toimii vain osittain.

Tunnetusta Eulerin palkkiyhtälöstä,

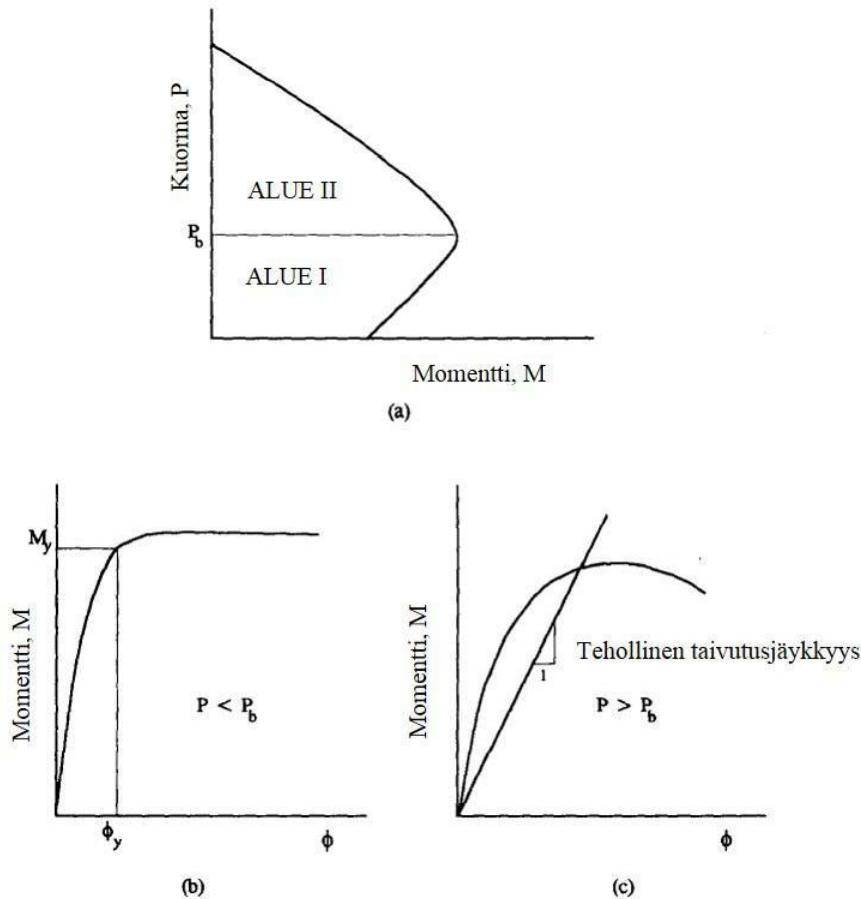
$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) = q \quad (3.16)$$

voidaan johtaa yhteys palkin teoreettiselle taivutusjäykkyydelle, kiertymälle ja momentille,

$$EI = \frac{M}{\frac{d^2 w}{dx^2}} \quad (3.17)$$

Teoreettinen taivutusjäykkyys puristetussa ja taivutetussa rakenteessa on riippuvainen puristavan voiman suuruudesta. Taivutusvastuksen vaihtelu ei kuitenkaan ole lineaarista, vaan se riippuu puristavan kuorman suhteesta poikkileikkauksen tasapainokuormaan, kuten kuvassa 3.11 on esitetty. Tasapainokuormalla tarkoitetaan sellaista puristavan kuorman ja taivutuksen yhteisvaikutusta, jonka alaisena saavutetaan samanaikaisesti betonin puristuspuolella murtopuristuma ja vetopuolen teräksissä myötövenymä [22].

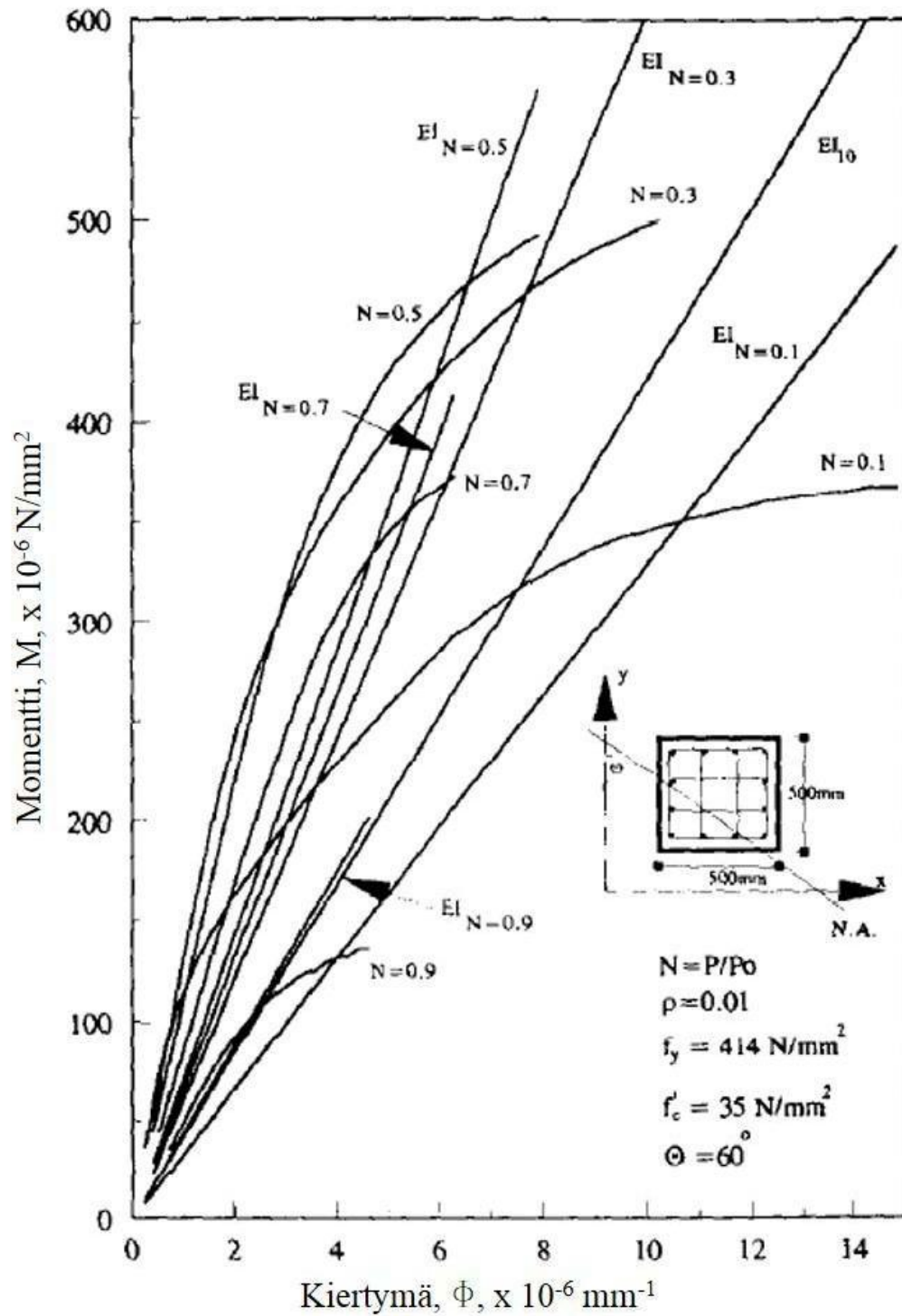
Puristavan voiman ollessa kuvan 3.11 (a) alueella 1 on momentti-käyristymäyhteys kuvan 3.11 (b) mukainen. Tällöin momentti-käyristymäyhteys on käytännöllisesti katsoen lineaarinen terästen myötövenymään asti. Terästen myödetessä kiertymä kasvaa, ja taivutusmomentin arvo pysyy melkein vakiona. Myödon jälkeen taivutusmomentti kasvaa hitaasti suurimpaan arvoonsa poikkileikkauksen sisäisen momenttivarren kasvun johdosta. Puristavan kuorman ollessa suurempi kuin tasapainokuorma on käyttäytyminen kuvan 3.11 (a) alueen 2 mukaista, jolloin momentti-käyristymäyhteys on esitetty kuvassa 3.11 (c). Tämän momentti-käyristymäyhteyden epälineaarinen käyttäytyminen johtuu täysin betonin epälineaarisesta jännitys-muodonmuutosyhteydestä [22].



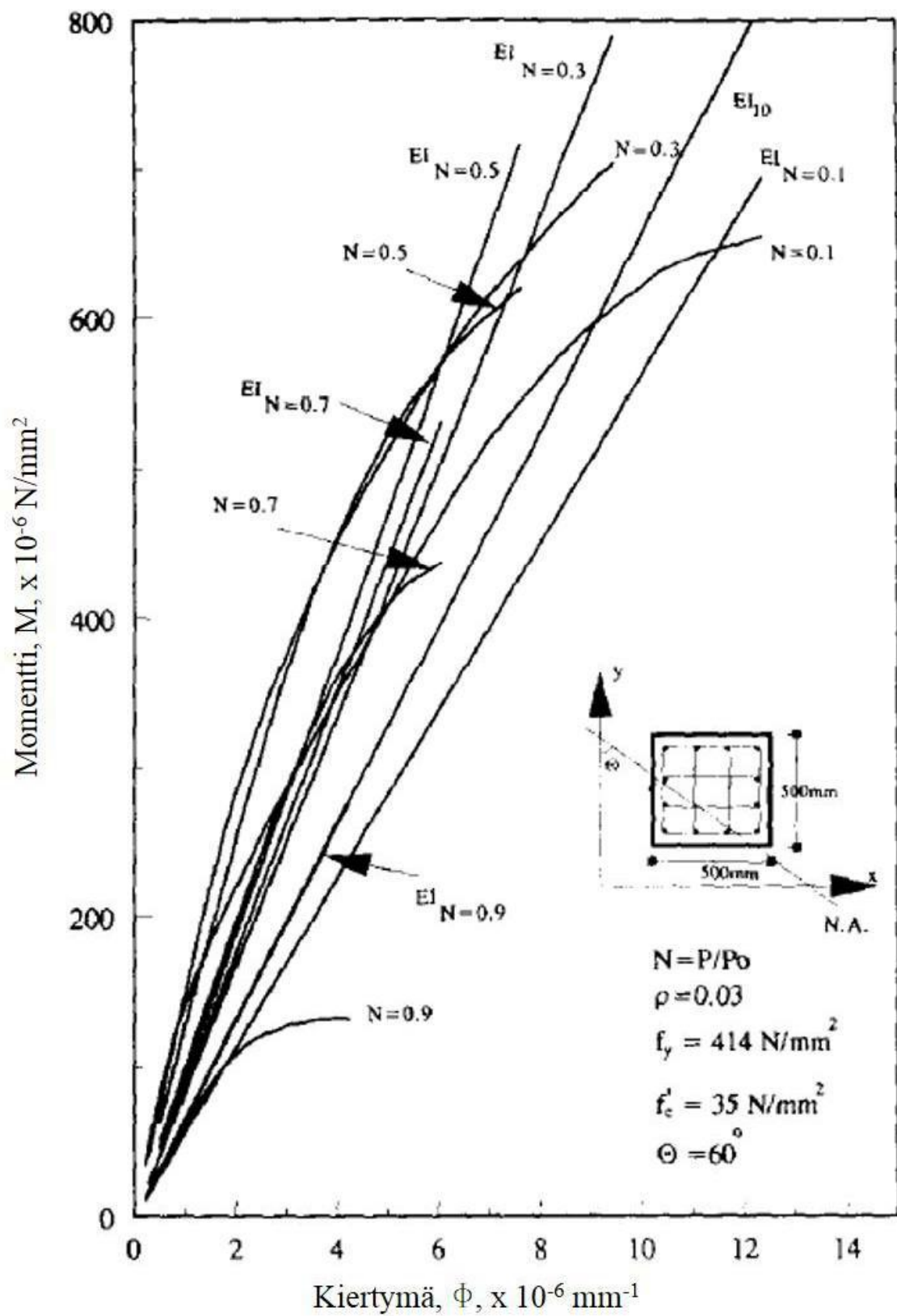
Kuva 3.11 Puristavan kuormituksen, momentin ja käyristymän yhteys [23].

Kuvissa 3.12 - 3.14 on esitetty momentti-käyristymäyhteyksiä, joissa on tutkittu aksiaalivoiman suuruuden ja raudoitussuhteen vaikutusta betonisen pilarin taivutusjäykkyyteen. Jokaisessa kuvassa on esillä poikkileikkauksen geometria, materiaalitiedot, geometrinen raudoitussuhde ρ ja parametri N , joka kuvaa kyseessä olevan normaalivoiman P suhdetta keskeisesti vaikuttavaan normaalivoimaan P_0 , joka aiheuttaisi poikkileikkauksen murtumisen. Kuvia vertailemalla voidaan havaita, että

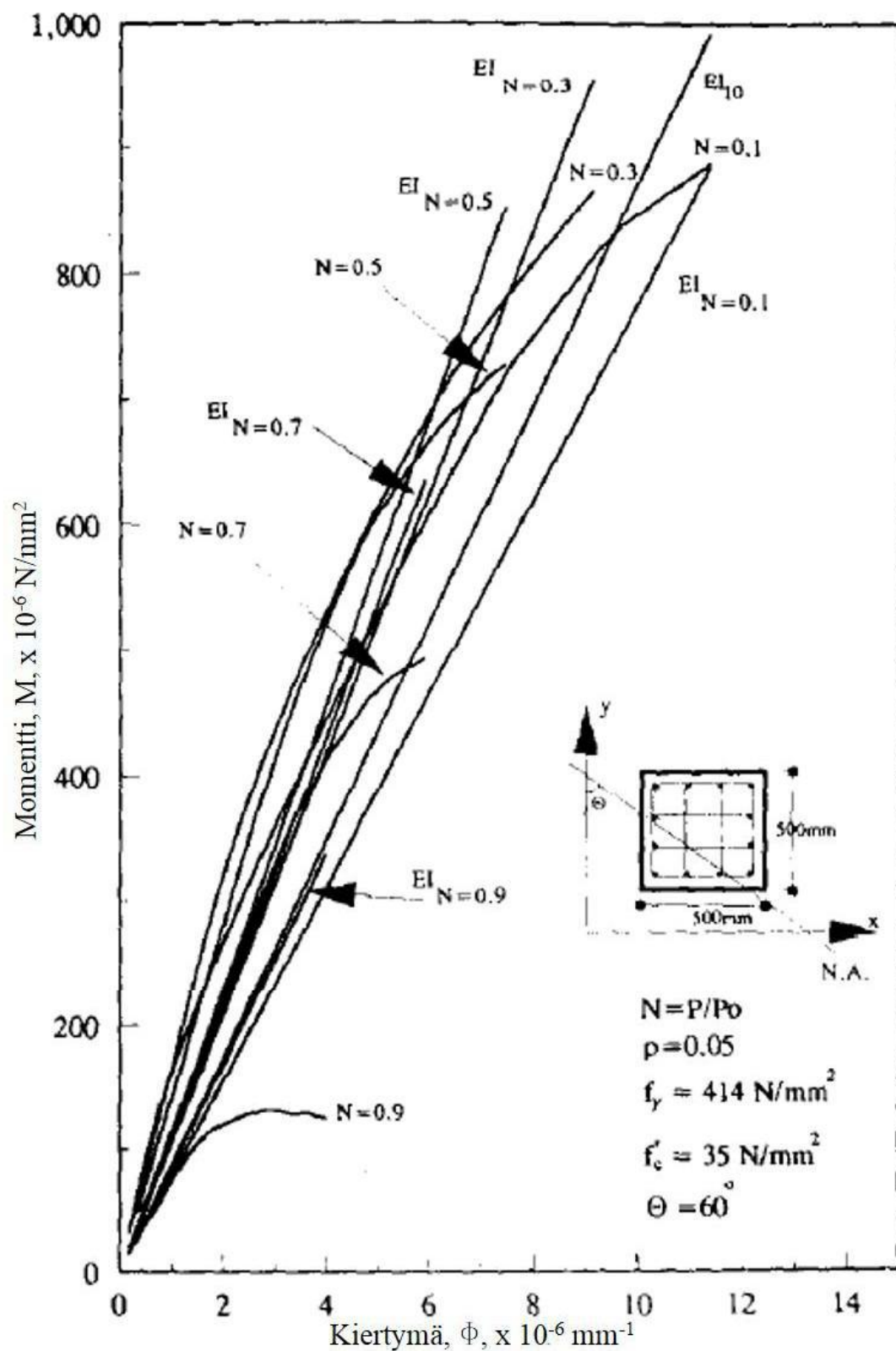
poikkileikkaus saavuttaa suurimman taivutusjäykkyyden puristavan normaalivoiman ollessa 50-60 % murtokuormasta P_0 , riippuen poikkileikkauksen teräsmäärästä [22].



Kuva 3.12 Betonisen poikkileikkauksen momentti-käyritysmäyhteys eri parametrin N arvoilla raudoitussuhteen ollessa 0.01 [22].



Kuva 3.13 Betonisen poikkileikkauksen momentti-käyristymäyhteys eri parametrin N arvoilla raudoitussuhteen ollessa 0.03 [22].



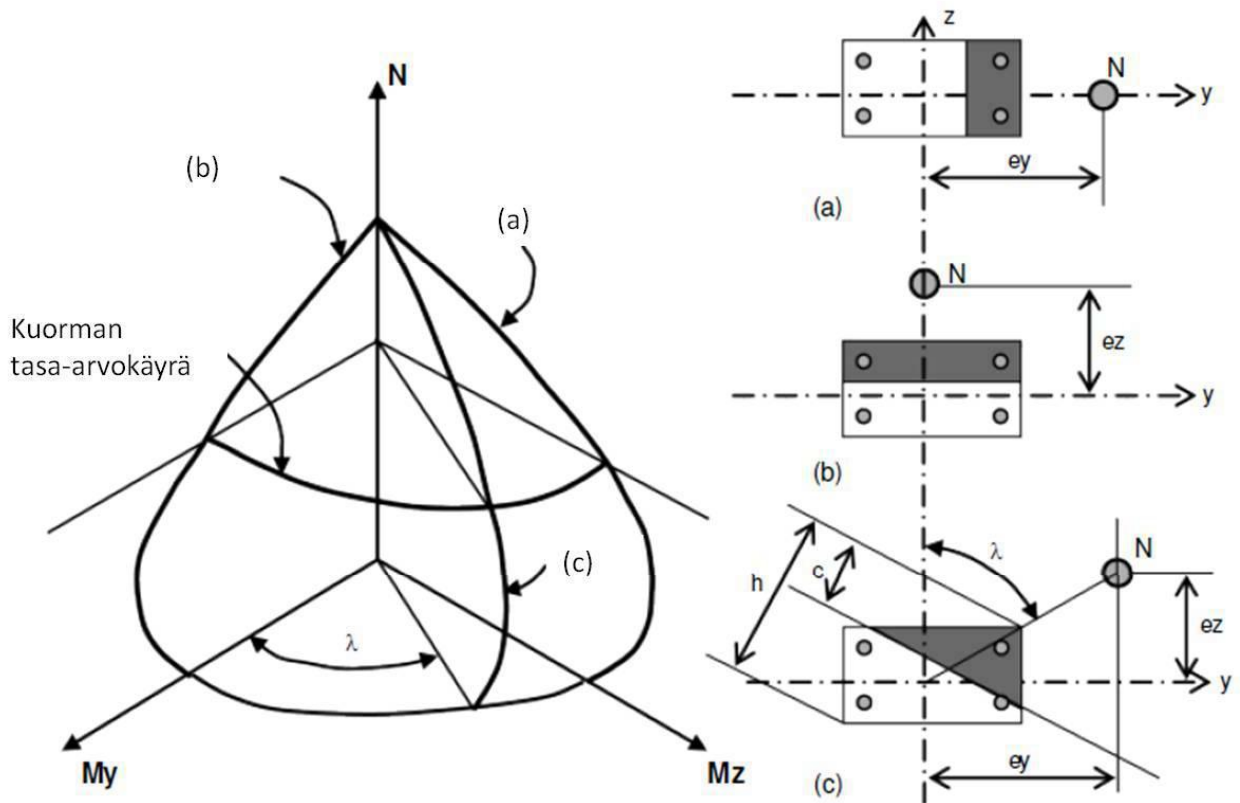
Kuva 3.14 Betonisen poikkileikkauksen momentti-käyristymäyhteys eri parametrin N arvoilla raudoitussuhteen ollessa 0.05 [22].

3.4.5 Kaksiakselisen taivutuksen vaikutus hoikan betonirakenteen toimintaan

Kaksiakselisen taivutuksen vaikutusta voidaan kuvata muodostamalla rakenteelle kuvan 3.15 mukainen murtopinta. Murtopinnan koordinaatistoakselit ovat tarkasteltavassa poikkileikkauksessa vaikuttava normaalivoima N ja poikkileikkauksen pääakselien momentit M_y ja M_z . Kuvan 3.15 yhteisvaikutuskuvaajat a ja b kuvaavat yksiakselista taivutusta poikkileikkauksien pääakselien y ja z ympäri. Tapaus c kuvaa poikkileikkauksen kaksiakselista taivutusta, jossa normaalivoiman epäkeskisyyden vaikutuskohta voidaan määrittää kulman λ avulla,

$$\lambda = \arctan \frac{e_y}{e_z} = \arctan \frac{M_y}{M_z} \quad (3.18)$$

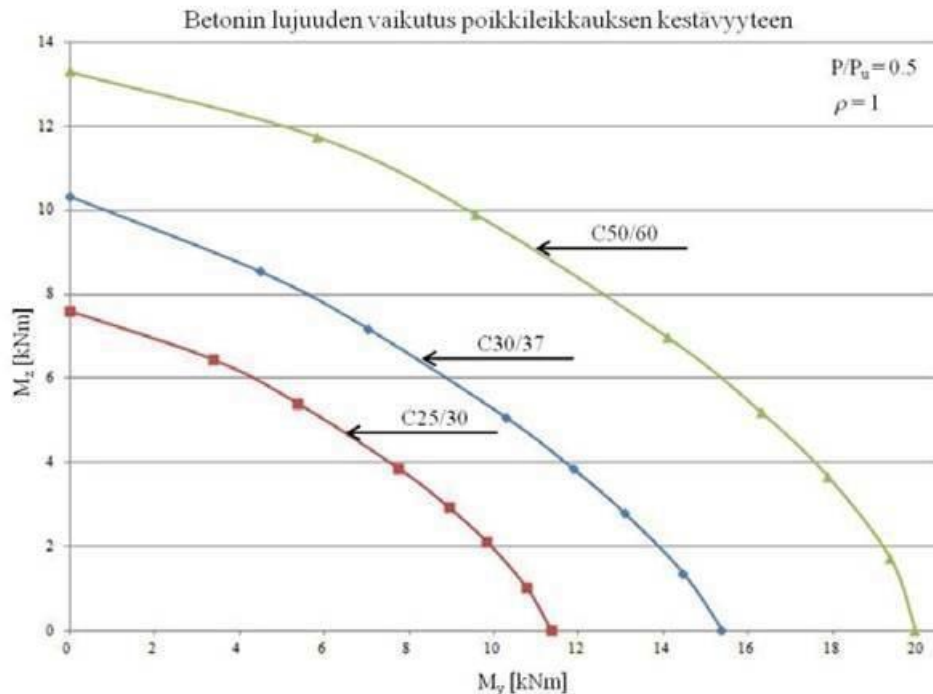
Laskemalla poikkileikkauksen kestävyys kaikilla kulman λ arvoilla voidaan määrittää kuvan 3.15 mukainen kolmiulotteinen murtopinta kyseiselle poikkileikkaukselle [20].



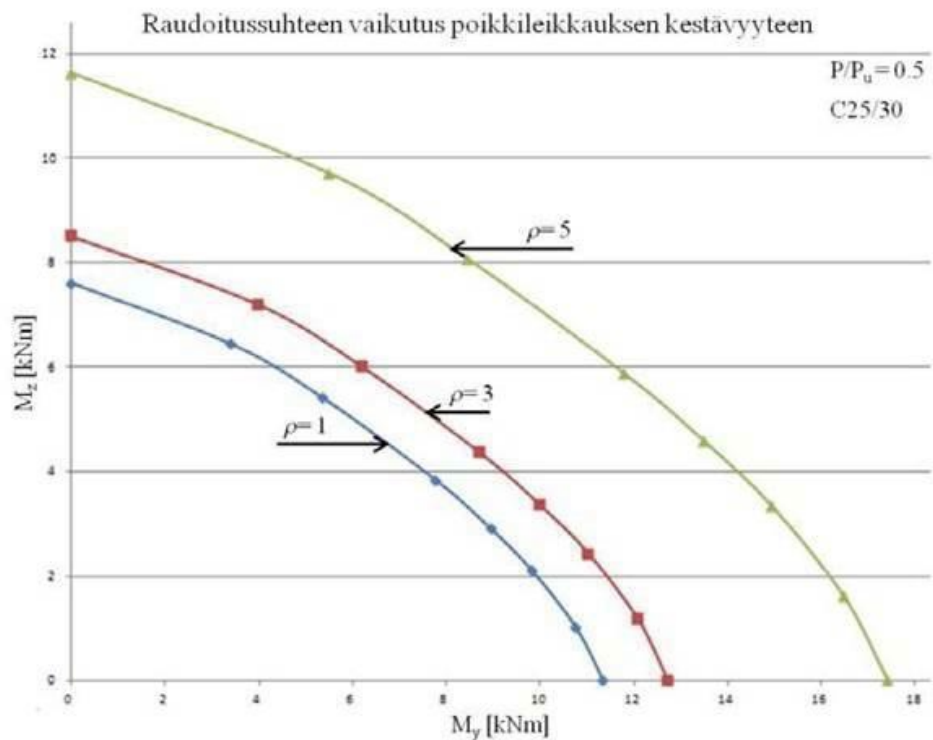
Kuva 3.15 Betonisen poikkileikkauksen 3-ulotteinen murtopinta [20].

Murtopinnan muotoon vaikuttavat erityisesti normaalivoiman suuruus, betonin ja raudituksen lujuusominaisuudet sekä poikkileikkauksen raudoitussuhde. Kuvissa 3.16-3.18 on esitetty näiden parametrien vaikutusta 120 x 180 mm² teräsbetonipoikkileikkauksen kestävyteen. Kuvissa 3.16 ja 3.17 on esitetty betonin lujuuden ja raudoitussuhteen vaikutusta poikkileikkauksen kestävyteen. Kuvista voidaan todeta, että betonin lujuuden ja raudoitussuhteen kasvu lisäävät poikkileikkauksen kestävyttä. Normaalivoiman vaikutusta poikkileikkauksen

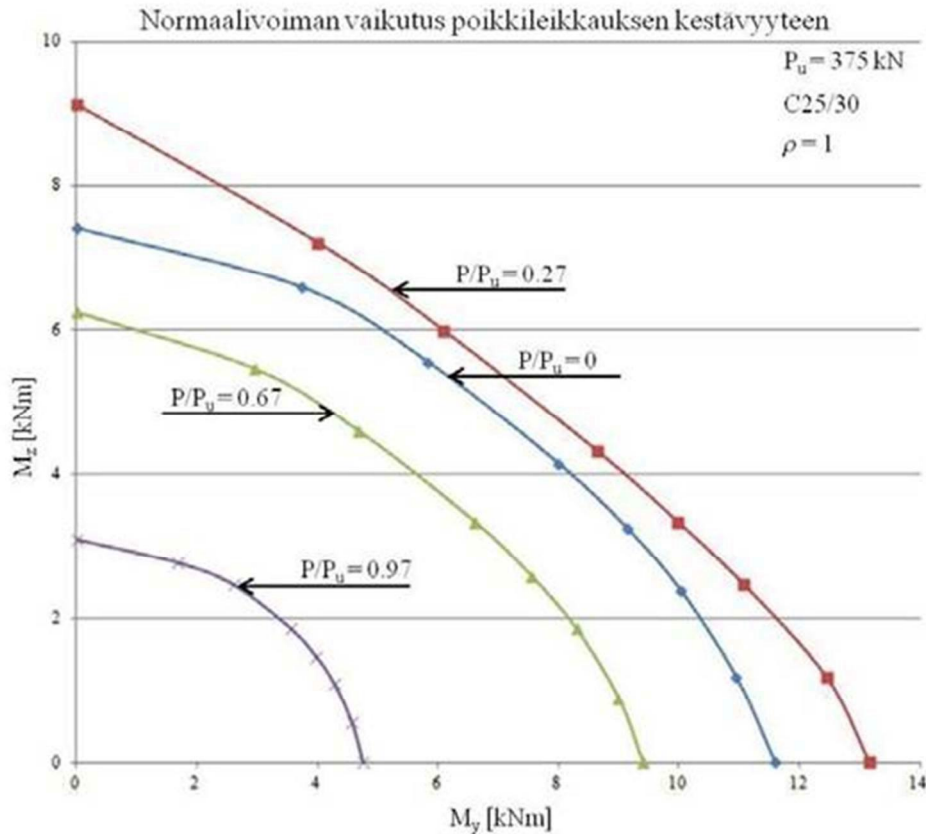
kestävyyteen on esitetty kuvassa 3.18. Normaalivoiman kasvu lisää poikkileikkauksen kestävyttä tasapainomurtoon asti. Tasapainomurrolla tarkoitetaan kuormitustilaa, jossa poikkileikkauksen puristetuimmassa kohdassa on betonin murtopuristuman suuruinen muodonmuutos ja poikkileikkauksen vetopuolella teräkset ovat saaneet myötövenymän suuruisen muodonmuutoksen. Tasapainomurtotilaa vastaavaa normaalivoimaa suurempi normaalivoima aiheuttaa poikkileikkauksen kestävyuden alentumista.



Kuva 3.16 Betonin lujuuden vaikutus poikkileikkauksen kestävyteen.



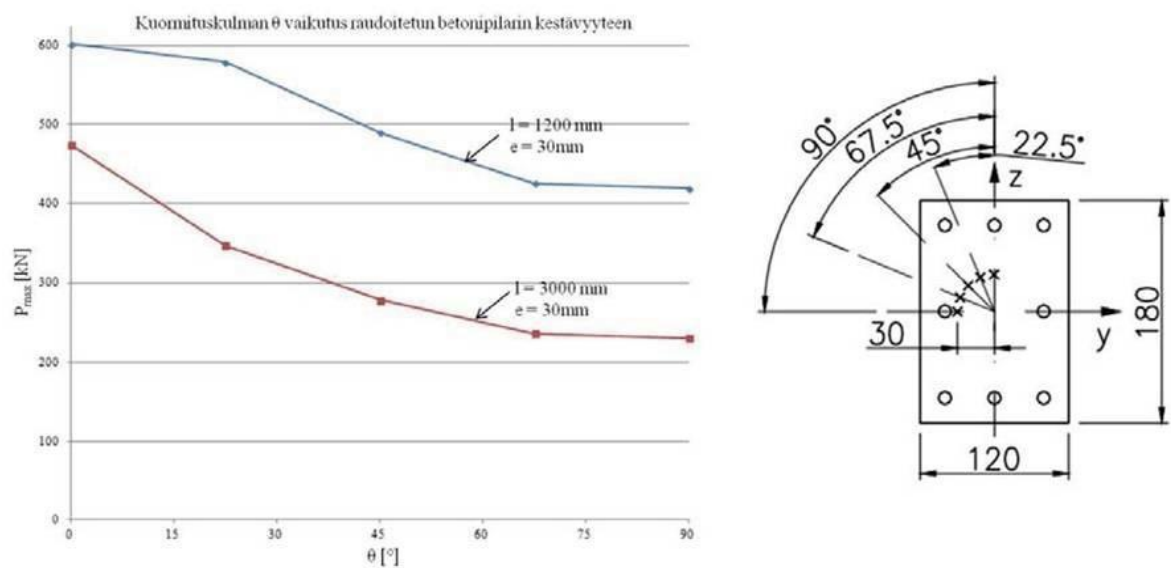
Kuva 3.17 Raudoitussuhteen vaikutus poikkileikkauksen kestävyteen.



Kuva 3.18 Normaalivoiman vaikutus poikkileikkauksen kestävyyteen.

Hoikka betonirakenne voi menettää kantokykynsä stabiiliuden menetyksenä ennen poikkileikkauksen kestävyuden saavuttamista, kuten kuvailtiin kohdassa 3.4.2. Kaksiakselisesti taivutetulla poikkileikkauksella, jolla on erisuuruiset taivutusjäykkyydet pääakseliensa suhteen, kuormituskulma λ vaikuttaa huomattavasti rakenteen kantokykyyn.

Kuvassa 3.19 on esitetty lähteessä [24] betonipilareille tehtyjen puristuskokeiden tuloksia. Kokeissa käytettyjen pilareiden poikkileikkaus oli kuvan 3.19 oikean puolen mukainen, ja kuormituksen kulmaa vaihdeltiin 0 ja 90 asteen välillä. Kuvasta havaitaan pilarin kapasiteetin laskevan kuormituskulman kasvaessa. Tämä selittyy suorakulmaisen poikkileikkauksen pääakselien erisuuruuksilla taivutusjäykkyyksillä. Lyhyet ($l=1200\text{mm}$) pilarit murtuvat saavuttaen poikkileikkauksen kestävyuden. Taivutuksen tapahtuessa jäykemmän pääakselin suunnassa, eli kuvan 3.19 kulman θ ollessa 0, ei pilarin toisen asteen taipumalla ollut vaikutusta sen kestävyyteen. Kuormituskulman θ kasvaessa ja taivutuksen vaikuttaessa myös heikommalla pääakselilla voidaan havaita kestävyuden alenevan hieman johtuen toisen asteen taipumista ja tästä seuraavasta lisämomentista. Pidemmillä ($l=3000\text{mm}$) pilareilla kuormituksesta johtuvat taipumat vaikuttivat paljon kestävyyteen, ja pilarit menettivät stabiiliutensa ennen poikkileikkauksen murtumista. Kun kuormituskulma on lähempänä jäykkyydeltään heikompaa pääakselia, eli välillä 45-90°, on pilarin käyttäytyminen lähes yhtenevää heikomman pääakselin suhteen yksiakselisesti taivutetun pilarin käyttäytymisen kanssa. Kuormituskulman ollessa lähempänä jäykempää pääakselia, eli välillä 0-45°, on pilarin kestävyys ja taipuma vahvasti riippuvainen kuormituskulman suuruudesta [24].



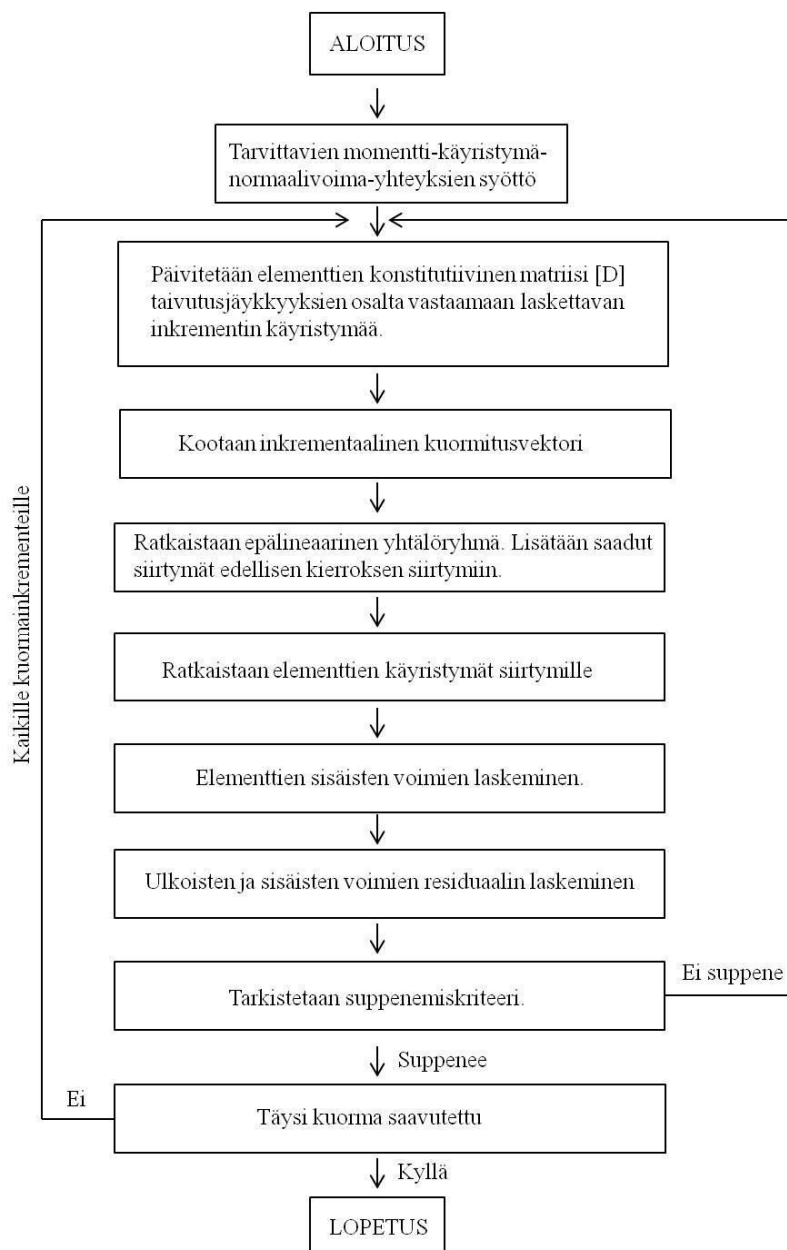
Kuva 3.19 Lähteen [24] koeistusten tuloksia, jotka kuvaavat kuormituskulman vaikutusta pilarin kestävyys ja kokeissa käytetyn pilarin poikkileikkaus.

4 Numeerinen malli pylonin epälineaariselle rakenneanalyyysille

Tässä tutkimuksessa on tarkoitus muodostaa betonirakenteelle globaali malli, joka hyödyntää momentti-käyristymäyhteyttä. Tällöin betonirakenteen taivutusjäykkyyden muutokset poikkileikkauksen halkeilun ja materiaalien epälineaariuden johdosta tulee huomioitua. Globaalin mallin muodostamiseen käytetyt oletukset ovat:

Poikkileikkaustasot pysyvät tasoina pylonin taivutuksessa
Betonille ja teräkselle käytetään kohdassa 4.1 esiteltäviä jännitys-muodonmuutosyhteyksiä
Aksiaaliset- ja leikkausrasitukset ovat lineaarisia.

Kuvassa 4.1 on esitetty laskennan vuokaavio, johon on kerätty laskennan pääkohdat.



Kuva 4.1 Globaalin mallin laskennan vuokaavio.

4.1 Materiaalit

4.1.1 Betonin materiaalimalli

Tässä työssä on betonille käytetty standardin SFS-EN1992-1-1 kohdan 3.1.5 mukaista jännitys- muodonmuutosyhteyttä, joka on esitetty kuvassa 3.9. Kuvan käyrälle on standardissa annettu yhtälö,

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (4.1)$$

missä

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (4.2)$$

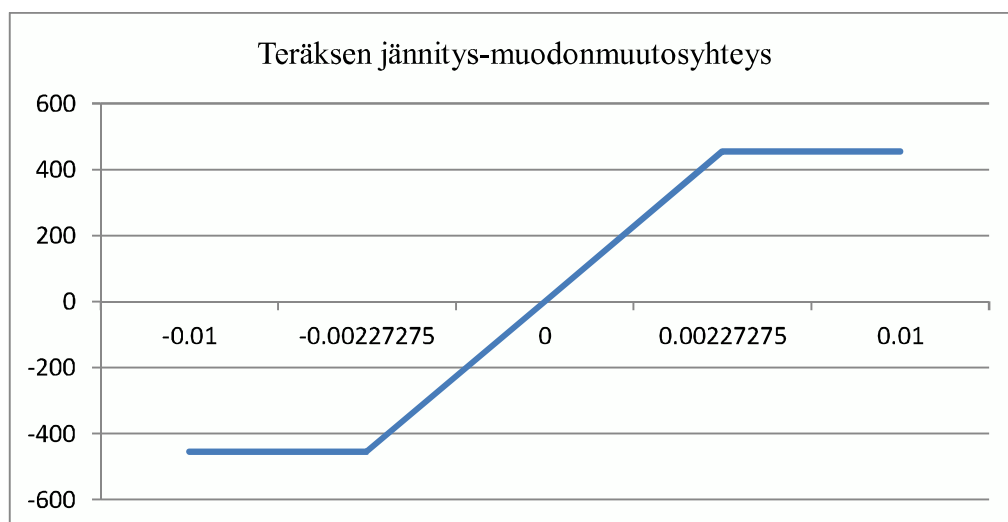
ε_{c1} on muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (4.3)$$

Betonisiltoja koskevan standardin SFS-EN 1992-2 kohdassa 5.7 ohjeistetaan korvaamaan jännitys-muodonmuutosyhteydessä esiintyvä keskimääräinen puristuslujuus f_{cm} tulolla $\gamma_c f_{ck}$, missä $\gamma_c = 1,1 \cdot \gamma_s / \gamma_c$.

4.1.2 Teräksen materiaalimalli

Raudoitusteräksen materiaalimallina käytetään ideaali-plastista materiaalimallia, joka on esitetty kuvassa 4.2. Tällöin teräs käyttäytyy sekä puristuksessa että vedossa lineaarisesti teräksen myötörajalle asti. Tämän jälkeen jännitys teräksessä ei enää kasva huolimatta lisääntyneistä venymistä. Teräksen murtovenymänä käytetään 1%.



Kuva 4.2 Teräkselle käytetty ideaali-plastinen materiaalimalli.

4.2 Geometrisen epälineaarisuuden huomioiminen

Pylonista tehdään rakennemalli elementtimenetelmää hyödyntävällä Lusas-ohjelmalla. Pylonin mallintamiseen käytetään BTS3-palkkielementtejä, joille käytetään elementtimenetelmän geometrisesti epälineaarista cr-muotoilua (co-rotational). CR-

muotoilussa elementin siirtymät jaetaan jäykän kappaleen liikkeeseen ja pieniä muodonmuutoksia aiheuttaviin siirtymiin.

4.3 Poikkileikkauksen materiaalsen epälineaarisuuden ja betonin halkeilun huomioiminen

Työssä käytettiin Lusas-ohjelmassa valmiina olevaa globaalia mallia, joka muokkaa palkkielementin konstitutiivisia yhtälöitä ohjelmalle annettuihin momentti-käyritymäyhteyksiin perustuen. Käytetylle BTS3-palkkielementille voidaan kirjoittaa,

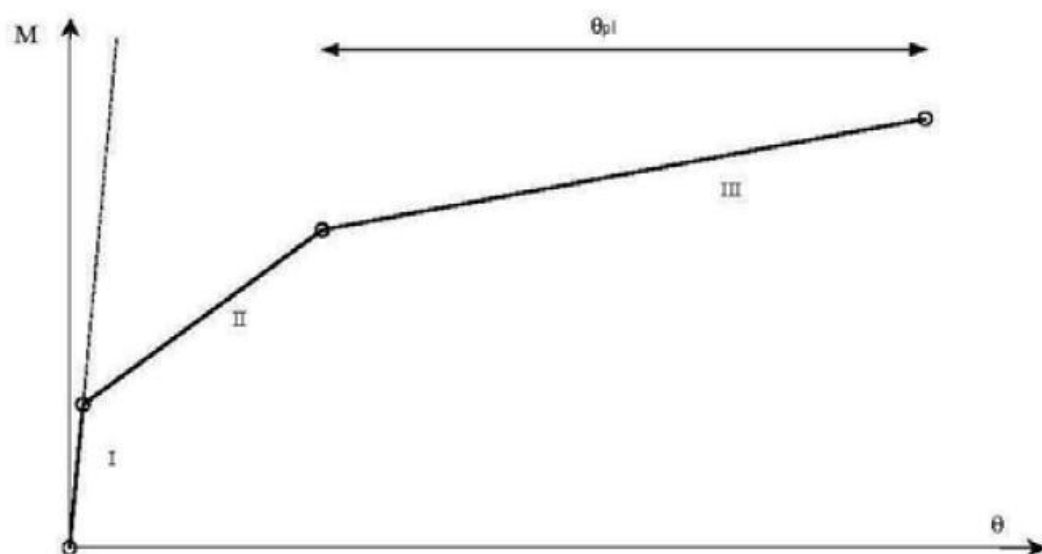
$$[P] = [D][\varepsilon] \quad (4.4)$$

missä $[P]$ on paikallisten voimien muodostama matriisi, $[\varepsilon]$ on paikallisten venymien ja käyritymien muodostama matriisi ja $[D]$ konstitutiiviset yhtälöt sisältävä matriisi muotoa,

$$[D] = \begin{bmatrix} EA_{xx} & 0 & 0 & 0 & EA_{xx}e_z & 0 \\ 0 & GA_{sy} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & GA_{sz} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G(J_{xx} + A_{xx}e_z^2) & 0 & 0 \\ EA_{xx}e_z & 0 & 0 & 0 & E(I_{yy} + A_{xx}e_z^2) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & EI_{zz} \end{bmatrix}$$

Ohjelma muokkaa sille annettuihin momentti-käyritymäyhteyksiin perustuen matriisiin $[D]$ taivutusjäykkyyteen vaikuttavia termejä laskentainkrementin jokaisella iteraatiokierroksella [13], [25].

Kuvassa 4.3 on näytetty betonin tri-lineaarinen idealisointi, jota käytettiin momentti-käyritymäyhteyden pisteparin valintaan. Kuvaan 4.3 merkitty suora I kuvaa betonin lineaarista käytöstä ennen halkeamien muodostumista, II merkitty suora jatkaa halkeamien muodostumisesta betoniterästen myötöön ja III merkitty suora rajoittuu poikkileikkauksen murtoon [26].



Kuva 4.3 Betonin tri-lineaarinen momentti-käyritymäyhteys.

Poikkileikkauksen momentti-käyrityelmä pisteparit laskettiin käyttämällä myBiaxial-ohjelmaa, jolla voidaan analysoida mielivaltaisen muotoista komposiittipoikkileikkausta ja joka kykenee huomioimaan materiaalien epälineaariset jännitys-muodonmuutosyhteydet. Ohjelman toimintaa on esitelty kattavasti lähteessä [27].

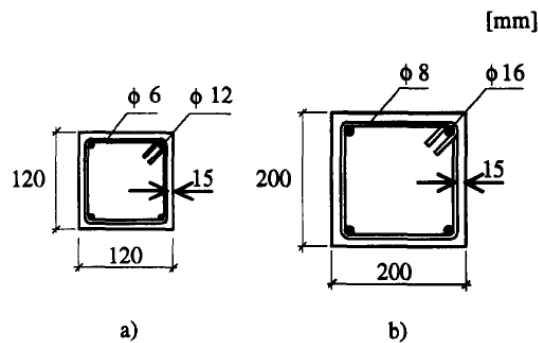
4.4 Laskentamallin toimivuuden todentaminen

Edellisissä kappaleissa esitetyllä laskentamallilla suoritettiin vertailulaskelmia perustuen lähteissä [24] ja [28] suoritettuihin betonipilareiden koeistuksiin. Vertailulaskelmat suoritettiin sekä yksiaksisiaalisesti että kaksiaksisiaalisesti taivutetulle ja puristetulle betonipilarille.

4.4.1 Yksiaksisiaalinen taivutus

Lähteen [28] tutkimuksissa on suoritettu yhden akselin suhteen epäkeskisiä kuormituksia betonipilareille, joissa on käytetty sekä normaalilujuista että erikoislujuutta betonia. Näissä laskelmissa verrattiin normaalilujuiselle betonille saatuja arvoja laskentamallilla saatuihin arvoihin.

Kuvassa 4.4 on esitetty lähteen [28] kokeissa käytetyt poikkileikkaukset ja taulukossa 4.1 on esitetty koeryhmiin A-C liittyvät pilarien pituudet, käytetty poikkileikkaus, kuormituksen epäkeskisyys ja normaalilujuisen betonin materiaaliominaisuudet.



Kuva 4.4 Lähteen [28] kokeissa käytetyt pilareiden poikkileikkaukset.

Taulukko 4.1 Lähteen [18] koestamien betonipilarien geometria ja materiaalitiedot.

Ryhmä	Pituus [mm]	Poikki-leikkaus	Epäkeski-syys [mm]	$f_{c,cube}$ [Mpa]	$f_{c,cyl}$ [Mpa]	E_0 [Gpa]	E_c [Gpa]
A	2400	a	20	58	43	-	-
B	3000	b	20	43	33	26	25
C	4000	b	20	49	37	27.5	29

Taulukossa 4.2 on esitetty laskentamallilla saavutetut puristavan kuorman N_{gm} maksimi-arvot ja näitä arvoja vastaavat pilarin keskikohdan d_{gm} taipumat sekä koestuksessa mitatut kuorman maksimi-arvot N_0 ja taipumat d_0 . Lisäksi taulukossa on esitetty lasketun kuorman maksimi-arvon suhde mitattuun kuormaan ja lasketun taipuman suhde mitattuun taipumaan.

Taulukko 4.2 Globaalilla numeerisella mallilla laskettu suurin aksiaalinen kuorma ja sen virhe verrattuna koestuksessa mitattuun aksiaalikuormaan.

	N_{gm} [kN]	d_{gm} [kN]	N_0 [kN]	d_0 [kN]	N_{gm}/N_0	d_{gm}/d_0
A(I)	320.3	30	320	26	1.001	1.154
C(II)	861.6	39.7	920	36	0.937	1.103

4.4.2 Kaksiakselinen taivutus

Lähteessä [24] suoritetuissa koeistuksissa tutkittiin betonipilaria vinon taivutuksen alaisena. Koestuksia oli tehty suorakulmaiselle ja neliömuotoiselle betonipoikkileikkaukselle. Globaalin mallin tuloksia verrattiin 3 metriä pitkän ja suorakulmaisen poikkileikkauksen omaavan betonipilarin koeistustuloksiin. Pilarin poikkileikkaus on esitetty kuvassa 3.19. Koejärjestelyt ja tulokset löytyvät tarkemmin lähteestä [24].

Taulukossa 4.3 on esitetty tässä työssä käytettävällä globaalilla laskentamallilla saadut tulokset verrattuna lähteen [24] tuloksiin. Taulukossa 4.3 on käytetty samoja merkintöjä kuin taulukossa 4.2, mutta siirtymällä tarkoitetaan tässä tapauksessa siirtymän resultanttia, joka huomioi siirtymän komponentit poikkileikkauksen pääakselien suunnassa.

Taulukko 4.3 Globaalilla mallilla laskettujen tulosten vertailu lähteen [24] koestustuloksiin.

Kulma	N_{gm} [kN]	d_{gm} [kN]	N_0 [kN]	d_0 [kN]	N_{gm}/N_0	d_{gm}/d_0
0	444.4	22.53	474.3	20.62	0.94	1.09
22.5	331.1	20.05	347.9	22.11	0.95	0.91
45	264.4	31.74	278.3	28.15	0.95	1.13
67.5	244.3	48.17	236.2	29.42	1.03	1.64
90	228.3	47.16	230.3	39.42	0.99	1.2

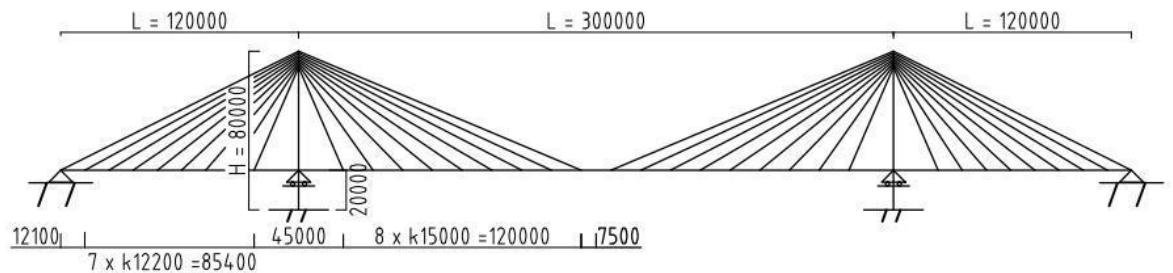
Kuten taulukosta 4.2 ja 4.3 huomataan, voidaan globaalilla mallilla laskea pilarin suurin mahdollinen kuorma noin ± 5 % tarkkuudella.

5 Erilaisten pylonityyppien vertailulaskelmat

Edellisessä luvussa esitetyllä numeerisella mallilla suoritettiin vertailulaskelmia erilaisille pylonityypeille, jotta pystyttäisiin arvioimaan geometrisen sekä materiaalisen epälineaarisuuden vaikutusta niiden toimintaan.

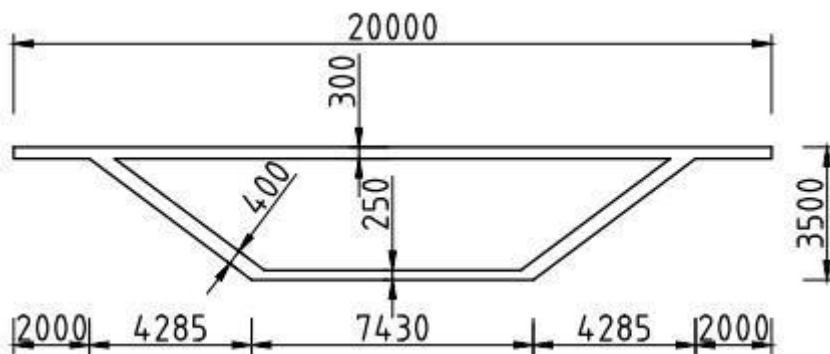
5.1 Laskentamallin geometriset tiedot

Kuvassa 5.1 on esitetty laskelmien tekemisessä käytetyn esimerkki sillan jännemitat, pylonin korkeus ja vinoköysien välimatkat. Sillanpäädyissä on nivelellinen tuenta ja pylonin kohdalta siltakannen vertikaalinen liike on estetty. Pylonien alapäävät ovat jäykästi kiinnitettyjä.



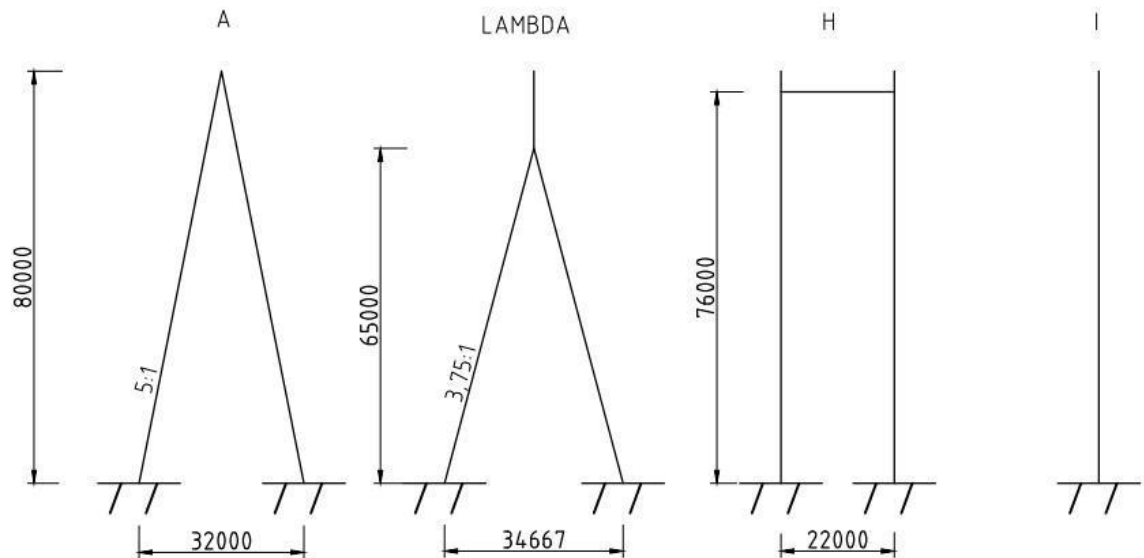
Kuva 5.1 Vertailulaskelmissa käytetyn sillan pituusleikkaus.

Vertailulaskelmissa käytetyn esimerkkisillan kansirakenteen oletettiin olevan kuvan 5.2 mukainen teräsbetoninen kotelopalkki.



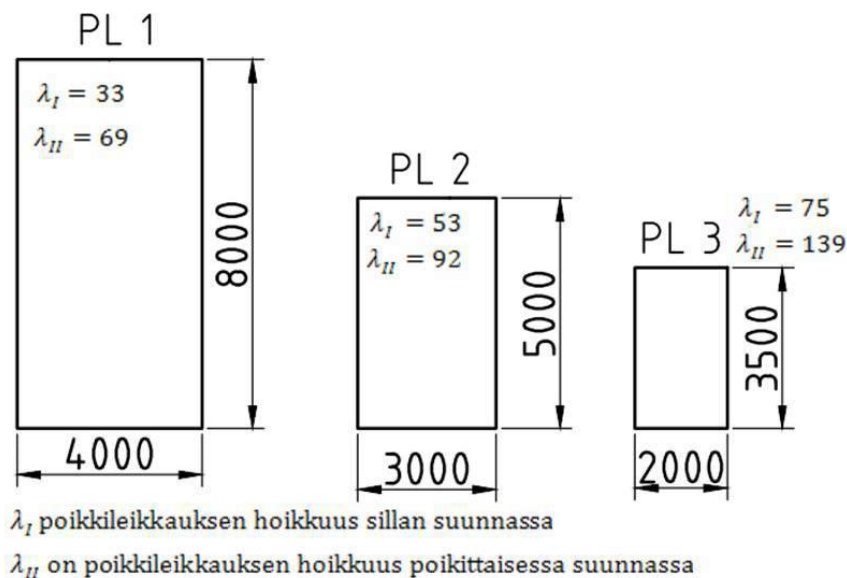
Kuva 5.2 Vertailulaskelmissa käytetyn teräsbetonisen kotelopalkin mitat.

Vertailulaskelmat suoritettiin kuvassa 5.3 esitetyille neljälle pylonityypille, jotka ovat A-, Lambda-, H- ja I-pyloni. Köysijärjestys on jokaisella pylonityypillä viuhkamainen siten, että köysien kiinnityspisteet sijaitsevat 8 metrin matkalla pylonin yläpäässä ja köysien keskinäinen etäisyys on yhden metrin. A- ja H-pylonin köydet muodostavat kaksi köysitasoa sillan poikittaisessa suunnassa. Lambdapylonilla poikittaisessa suunnassa on yksi keskeinen köysitaso samoin kuin I-pylonilla, jolle laskelmat suoritettiin myös kahdella kaltevalla köysitasolla.



Kuva 5.3 Vertailulaskelmissa käytetyt pylontyyppit.

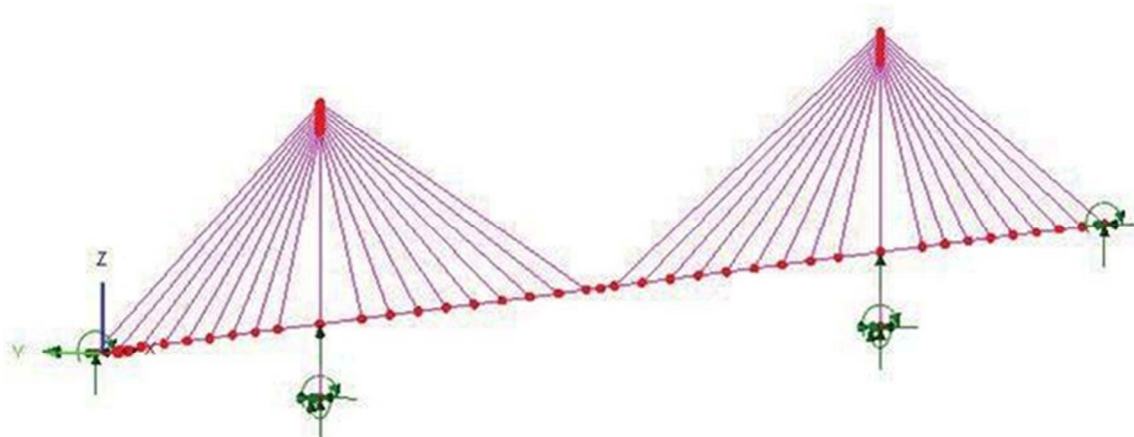
Kuvassa 5.4 on esitetty laskelmissa käytettyjen pylonien poikkileikkausmitat. Erityyppisten pylonien vertailulaskelmissa käytettiin kuvan 5.4 poikkileikkaus PL1:stä ja 1,5 % geometrista raudoitussuhdetta. I-pylonille tehtävissä tarkemmissa vertailulaskelmissa varioitiin poikkileikkauksen kokoa ja raudoitussuhdetta käyttäen PL1-PL3 ja 1,5 % sekä 3 % geometrista raudoitussuhdetta.



Kuva 5.4 Pylonien poikkileikkausmitat.

5.2 Rakenteen mallinnus

Kuvassa 5.5 on esitetty työssä käytetty laskentamalli I-pyloneille. Mallin kansirakenne on muodostettu 456 kappaleesta palkki-elementtejä (BTS3), pylonit muodostuvat 172 kappaleesta samaisia palkki-elementtejä ja vinoköydet ovat yksittäisiä sauvaelementtejä (BRS2).



Kuva 5.5 Lusas ohjelmalla muodostettu laskentamalli.

5.3 Käytetyt materiaalit

5.3.1 Betoni

Kaikille vertailulaskelmien pyloneille käytettiin samaa betonilaatua C50/60, sillä tällöin betonin jännitykset jäävät alle 45 % betonin karakteristisesta lujuudesta PL1:llä ja PL2:lla. PL3:n jännitysten saaminen alle 45 % betonin karakteristisesta lujuudesta vaatisi C70/85 käyttöä mutta näissä vertailulaskelmissa yksinkertaistuksen vuoksi sillekin käytettiin C50/60 betonia. Betonin puristuslujuudelle asetettiin 45 % betonin karakteristisesta lujuudesta raja, jotta betonin virumaa voitaisiin käsitellä lineaarisena.

5.3.2 Raudoitusteräs

Raudoitusteräksen oletettiin olevan laadultaan B500B. Tällöin sen myötölujuus on 500 MPa.

5.3.3 Vinoköysien materiaali

Vinoköysien teräksen murtolujuudeksi oletettiin 1670 MPa ja kimmomoduuliksi 200 GPa.

5.4 Laskentamallin kuormitustiedot

5.4.1 Vinoköysien esijännitys

Vinoköysissä vaikuttava esijännitys määriteltiin jatkuvan palkin menetelmällä, jossa kansirakenteen vertikaalinen siirtymä on estetty vinoköysistön kiinnityskohdissa. Näin kansirakenteesta muodostuu jatkuva palkki, jonka tukireaktiot voidaan määrittää. Näistä tukireaktioista voidaan laskea vinoköydessä vaikuttava voima, jota käytetään alustavana voimana vinoköydelle. Vinoköysistön voimia joudutaan iteroimaan koko rakennemallissa, jotta saavutetaan mahdollisimman pienet siirtymät ja rakenteen kannalta edullisimmat momenttirasitukset. Tässä työssä iterointi suoritettiin lineaarisella laskennalla kuormitusyhdistelmälle, jossa vaikuttivat vinoköysien voimat ja pysyvät kuormat. Voimia määritettäessä vinoköysien osavarmuutena käytettiin 0.9 ja pysyvien kuormien osavarmuutena 1.35. Iterointia jatkettiin siihen asti että kuormituksen alaisena molemmat seuraavista ehdoista toteutuivat: sillan pääjänteen taipuma on alle 100 mm ja pylonin taipuma alle 50 mm.

5.4.2 Pysyvät kuormat

Sillan pysyvinä kuormituksina käytettiin rakenteen omapainoa, joka betonirakenteella on 25 kN/m³. Lisäksi huomioitiin päällysrakenteen paino, josta seurasi rakenteelle lisäkuormitusta 75 kN/m.

5.4.3 Muuttuvat kuormat

Muuttuvista kuormituksista huomioitiin standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti määritetty tuulikuorma pylonille [31]. Todelliselle pylonirakenteelle ei standardin mukainen tuulikuorman määrittäminen olisi välttämättä riittävä vaan tuuliolosuhteet ja rakenteen käyttäytyminen jouduttaisiin määrittämään tarkemmilla menetelmillä, kuten tuulitunnelikokein. Tässä työssä vertailulaskelmien perusteena standardin mukaisen tuulikuormituksen oletettiin olevan riittävä.

Tuulikuorman lisäksi huomioitiin liikennekuorma standardin SFS-EN 1991-2 kuormakaavion 4 mukaisesti. Kuormakaavio 4 edustaa ruuhkakuormitusta, jossa sillankannella on tasaisesti jakautunut 5 kN/m² kuorma. Kuormakaavio 4 valittiin sillä perusteella että se on yksinkertainen ja näin ollen helpottaa ja nopeuttaa vertailulaskelmia tuoden kuitenkin ilmi betonirakenteisen pylonin epälineaarisen käytöksen.

5.4.4 Kuormitusyhdistelmät

Vertailulaskelmat suoritettiin kuormitusyhdistelmälle, jossa huomioitiin rakenteiden omapaino, pintarakenteiden paino, tuulikuorma pylonilla ja ruuhkakuormitus pääjäljenteellä. Käytetyt osavarmuuskertoimet olivat: pysyville kuormille 1,15, tuulikuormalle 1,5 ja ruuhkakuormitukselle 1,35. Tuulikuormalle käytettiin osavarmuuskertoimen lisäksi yhdistelykerrointa 0,6.

5.5 Vertailulaskelmien tulokset

5.5.1 Analyysitavan vaikutus erityyppisiin pyloneihin

Kaikille vertailulaskelmissa käytetyille pylonityypeille suoritettiin laskenta lineaarisella, geometrisesti epälineaarilla ja luvussa 4 esitellyllä geometrisesti sekä materiaalisesti epälineaarilla globaalilla laskentamallilla.

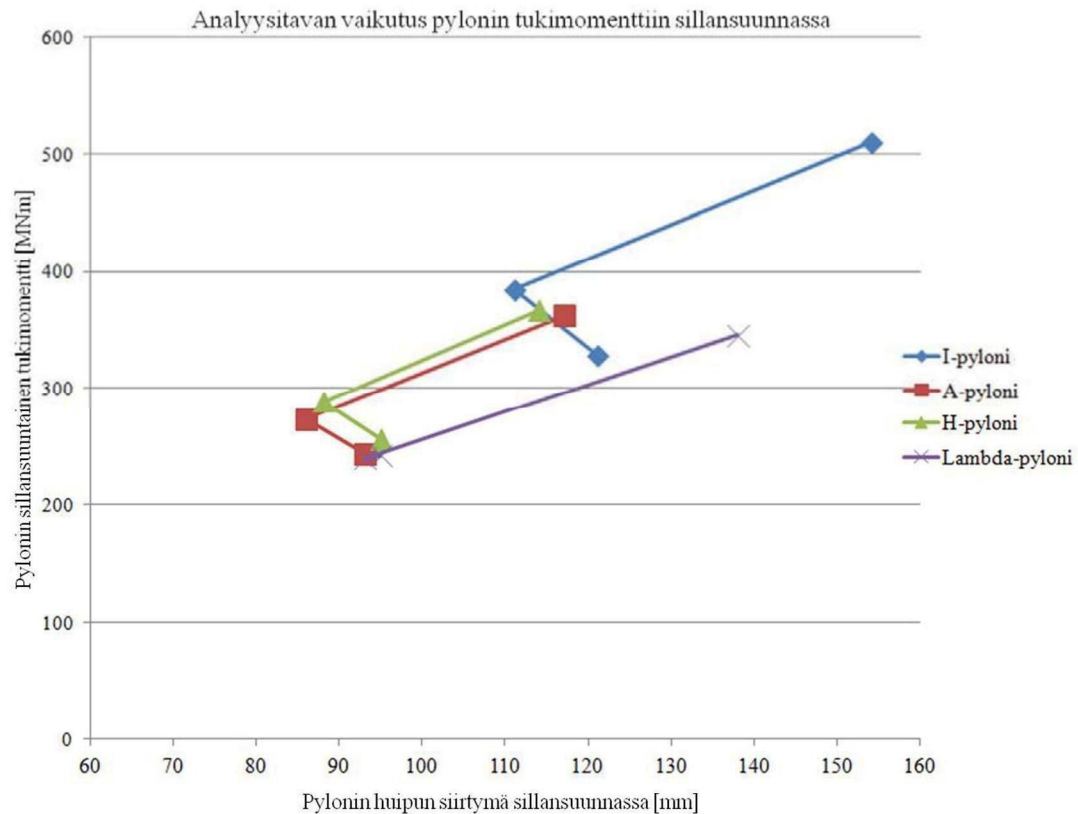
Taulukossa 5.1 on esitetty vertailulaskelmien tulokset. Taulukossa oikeimmassa sarakkeessa on merkittynä pylonityyppi ja seuraavassa sarakkeessa on ilmoitettu analyysitapa siten, että lyhennys Lin tarkoittaa lineaarisesta analyysistä, G.EPLin geometrisesti epälineaarista analyysistä ja G-M.EPLin geometrisesti ja materiaalisesti epälineaarista analyysistä eli globaalilla laskentamallilla. Merkinnällä My tarkoitetaan pylonin alapään tukimomenttia sillansuunnassa ja Mz momenttia siltaa vastaan kohtisuorassa suunnassa, Fx on täydellä kuormituksella pylonissa vaikuttava normaalivoima, dx on pylonin yläpään siirtymä sillansuunnassa ja dy siltaa vasten kohtisuorassa suunnassa, dz on pääjäljenteen taipuma jäljenteen puolivälissä, Tmax on ankkuriköyden suurin voima ja T2max on keskiaukkoa tukevassa köysistössä vaikuttava suurin köysivoima.

Taulukko 5.1 Pyloneille suoritettujen vertailulaskelmien tulokset.

Pyloni		My	Mz	Fx	dx	dy	dz	Tmax	T2max
I	Lin	510.4	45.33	215.6	154	47	559	46.7	19.43
	G.EPLin	385.1	47.15	218	111	51	355	48.04	20.04
	G-M.EPLin	328.6	47.81	217.2	121	59	382	48.62	20.05
A	Lin	362.6	109.8	144.2	117	0	488	23.25	9.847
	G.EPLin	272.7	110.8	147.7	86	0	309	24.01	10.12
	G-M.EPLin	243.7	119.2	146.4	93	0	327	24.24	10.1
H	Lin	367	17.61	143.4	114	7	478	23.12	9.827
	G.EPLin	288.4	17.71	148.1	88	7	310	24.06	10.09
	G-M.EPLin	255.5	18.51	144.3	95	10	326	24.34	10.07
Lambda	Lin	345.8	91.01	142.6	138	0	544	45.83	19.43
	G.EPLin	239.3	91.61	142.6	93	0	307	47	19.67
	G-M.EPLin	241.7	93.07	141.5	95	0	314	47.14	19.71

Taulukon 5.1 pylonin sillan suuntaisen tukimomentin ja pylonin pään siirtymien arvoista on piirretty kuva 5.1, josta voidaan havaita eri analyysitapojen vaikutus pylonille sillan pääsuunnassa. Kaikilla tarkasteltavilla pylonityypeillä lineaarinen analyysi antaa suurimman tukimomentin ja pylonin pään siirtymän arvon. Tämä johtuu siitä että lineaarisella analyysillä huomioidaan vain rakenteen alkutilan jäykkyys, eikä se kykene ottamaan huomioon köysien pylonia tukevaa vaikutusta täysimääräisesti. Pylonin taipuessa kasvavat köysivoimat pylonin vetopuolella joten samalla kasvaa vinoköysistön voimien horisontaalikomponentti, joka yrittää palauttaa pylonin alkuperäiseen asentoon. Geometrisesti epälineaarinen analyysi huomioi rakenteen tämän kaltaisen toiminnan ja näin ollen pylonin tukimomentti ja taipuma pienenevät ja köysivoimat kasvavat verrattuna lineaariseen analyysiin. Materiaalisesti ja geometrisesti epälineaalisella globaalilla mallilla laskettaessa pienenee pylonin tukimomentti verrattuna molempien edellisten analyysien tuloksiin. Pylonin pään taipuma kasvaa verrattuna geometrisesti epälineaariseen analyysiin, ollen kuitenkin pienempi kuin lineaarisella analyysillä laskettu taipuma. Tukimomentin pieneminen johtuu globaalin mallin huomioimasta betonin halkeilusta ja siirtymien kasvu halkeilun vaikutuksesta alentuneesta jäykkyydestä.

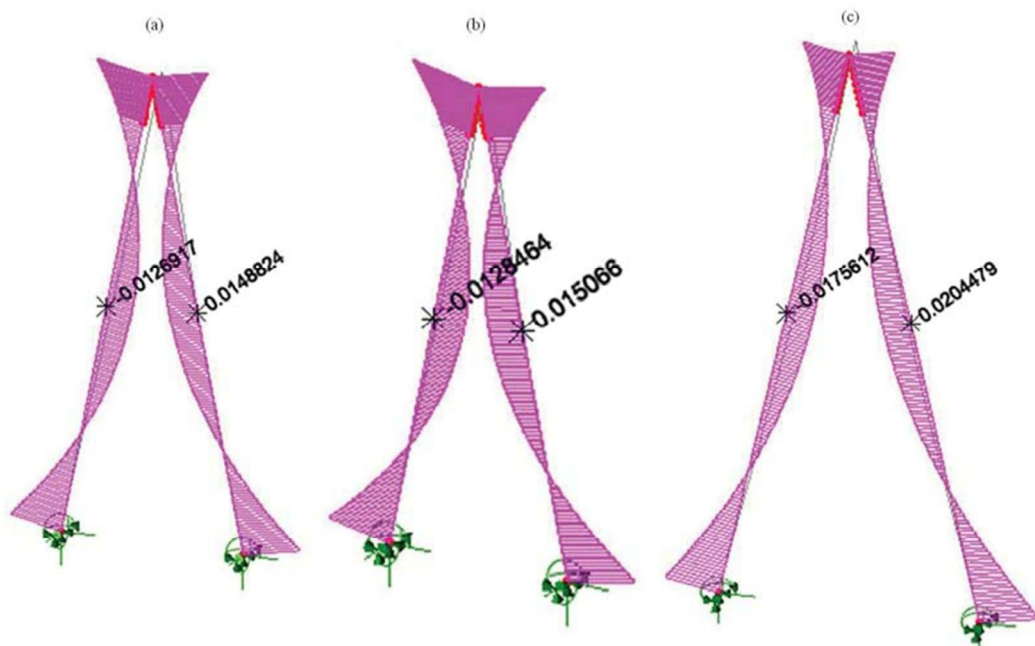
Keskiarvoisesti geometrisesti epälineaarisen mallin sillansuuntaiset tukimomentit ovat noin 75 % ja geometrisesti ja materiaalisesti epälineaariset noin 68 % lineaarisen analyysin tukimomenteista tarkastelluilla tapauksilla. Suuret erot kuvan 5.1 absoluuttisissa arvoissa I- ja muiden tarkasteltavien pylonien välillä johtuvat siitä että muut pylonit ovat kaksivartisia, joten poikkileikkauksen ollessa sama kaikilla tarkasteltavilla tapauksilla johtaa se kuvassa 5.6 havaittaviin eroihin.



Kuva 5.6 Analyysitavan vaikutus pylonin sillansuuntaiseen tukimomenttiin.

Tarkastelemalla taulukon 5.1 pylonin poikittaisia voima- ja siirtymäsuureita voidaan erottaa kahdenlaista toimintaa pylonin mallista riippuen. A- ja lambdapylonilla ei pylonin huipun poikittaista siirtymää tapahdu vaan ne taipuvat pylonin alapään ja jalkojen risteyskohdan väliltä. Tämä taipuma kasvaa analyysitavan tarkentuessa lineaarisesta, geometrisesti epälineaarisen kautta globaaliin malliin ja se on esitetty A-malliselle pylonille kuvassa 5.7. Tästä seuraa pylonin poikittaisen tukimomentin kasvu, joka voidaan havaita taulukon 5.1 lukemista. A- ja lambdapylonien jalkojen taivutusrasitukset johtuvat suurimmalta osin niiden omastapainosta, josta rakenteen vinon geometrian takia aiheutuu taivutusta. Lineaarisessa analyysissä omastapainosta A-pylonin jalkoihin aiheutuu tukimomentti 86,86 MNm ja lambda-pylonille 77,96 MNm. Ottamalla huomioon osavarmuuskertoimen 1.35 ja vertaamalla näin saatuja arvoja taulukon 5.1 Mz-arvoihin saadaan omanpainon aiheuttaman poikittaisen momentin osuuksiksi tukimomentista A-pylonille 0,91 ja lambda-pylonille 0,985 tarkastellussa kuormitustapauksessa. Tästä voidaan päätellä että A-mallisetpylonit ja sen muunnokset kantavat suurimman osan ulkoisista taivutusrasituksista rakenneosien ristikkomaisella toiminnalla. Tähän ristikkomaiseen toimintaan osallistuvat pylonin jalat, joissa vaikuttaa erisuuruiset normaalivoimat ja kaltevat vinoköydet.

I- ja H-mallin pylonit toimivat taivutettuina rakenteina. Niillä poikittainen tukimomentti ja siirtymä kasvavat analyysitavan vaihtuessa lineaarisesta, geometrisesti epälineaariseen ja lopuksi geometrisesti sekä materiaalisesti epälineaariseen. H-pylonilla siirtymien kasvu on vähäisempää, joka selittyy pylonin jalkojen ja niitä liittävän sidospalkin muodostaman kehärakenteen jäykkyydellä verrattuna I-pylonin jäykkyyteen.



Kuva 5.7 A-mallisen pylonin poikittainen taipuma. Analyysitavat vasemmalta oikealle, a) lineaarinen, b) geometrisesti epälineaarinen ja c) geometrisesti ja materiaalisesti epälineaarinen.

5.5.2 Parametrien vaikutus I-pyloniin

Seuraavassa tarkastellaan hoikkuuden ja raudoitussuhteen vaikutusta I-pylonin käyttäytymiseen. Lisäksi laskennat on suoritettu sekä yksitasoisella vertikaalisella vinoköysistöllä että kaksitasoisella kaltevalla vinoköysistöllä.

Taulukossa 5.2 ja 5.3 on esitetty suoritettujen laskelmien tulokset. Taulukoissa esiintyvät termit ovat muuten samoja kuin edellisessä tarkastelussa mutta lisäksi ovat λ_I ja λ_{II} , jotka ovat pylonin hoikkuusluvut sillansuunnassa ja sillansuuntaan nähden poikittain sekä ρ , joka on geometrinen raudoitussuhde. Taulukkojen 5.2 ja 5.3 viimeisessä sarakkeessa on suure TLF, joka kuvaa kokonaiskuormituksen määrää. Linearisella analyysillä se on aina 1, mutta epälineaarisilla analyyseillä kuorma on jaettu kuormitusaskeliin, joten TLF-suure voi poiketa ykkösestä. Tämä käy ilmi hoikimman pylonin kohdalla, jonka TLF-suure vaihtelee 0.01 ja 1 välillä parametrien ansiosta. Ykköistä pienemmät TLF-suureen arvot tarkoittavat että rakenne on menettänyt stabiiliutensa ennen kuorman täyttää arvoa.

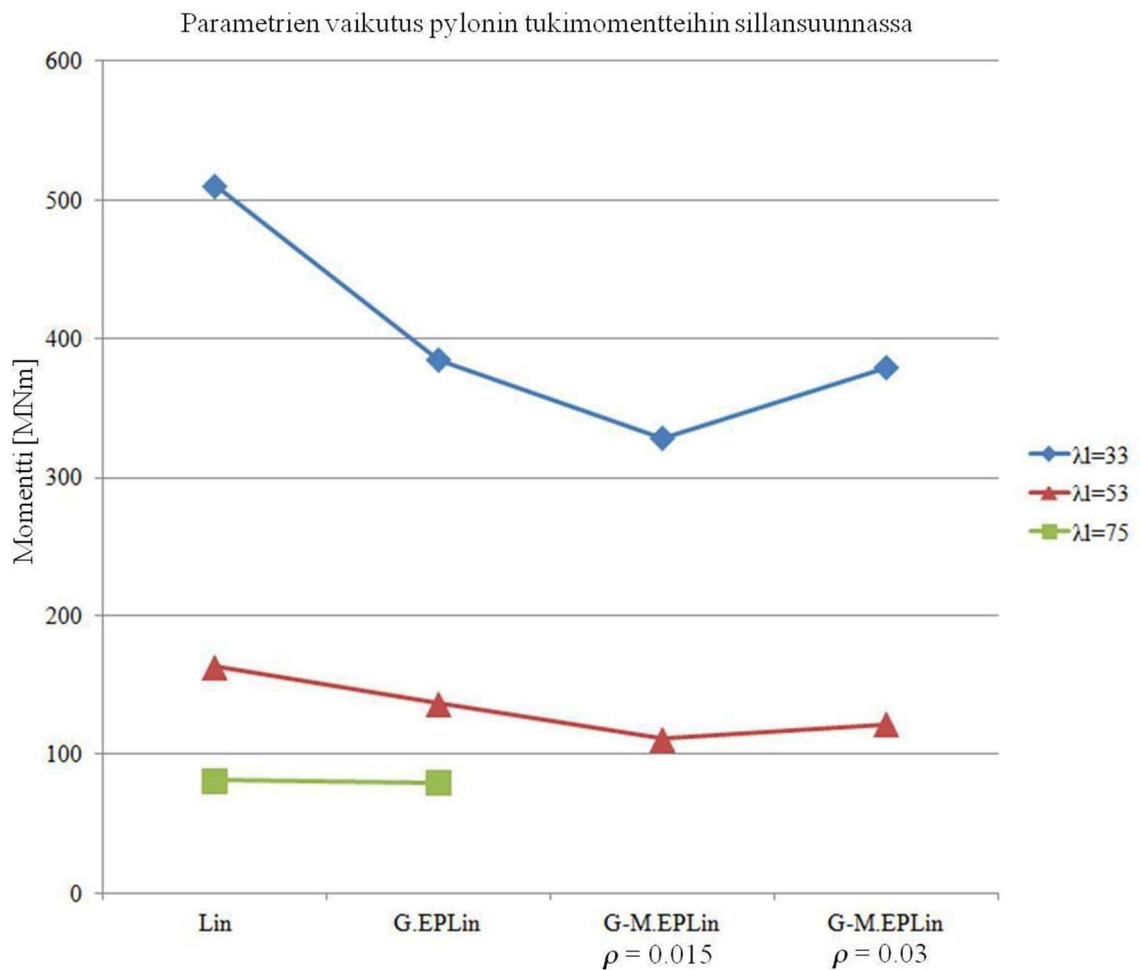
Taulukko 5.2 Yhdellä köysitasolla tuetulle I-pylonille tehtyjen laskelmien tulokset.

I-pyloni			Mz	My	Fx	dx	dy	dz	Tmax	T2max	TLF
$\lambda_I = 33$ $\lambda_{II} = 69$		Lin	510.4	45.33	215.6	154	47	559	46.7	19.43	1
		G.EPLin	385.1	47.15	218	111	51	355	48.04	20.04	1.00015
	$\rho = 0.015$	G-M.EPLin	328.6	47.81	217.2	121	59	382	48.62	20.05	1.00242
		G-M.EPLin	379.2	47.67	216.9	116	54	371	48.29	20.08	1.00989
$\lambda_I = 53$ $\lambda_{II} = 92$		Lin	163	34.02	181.8	193	135	655	45.98	18.77	1
		G.EPLin	136.7	37.47	182.3	151	175	453	46.15	19.18	1.00011
	$\rho = 0.015$	G-M.EPLin	110.9	52.88	183.2	143	366	445	46.35	19.41	1.0029
		G-M.EPLin	121.5	38.06	183.1	142	191	441	46.26	19.39	1.00748
$\lambda_I = 75$ $\lambda_{II} = 139$		Lin	81.33	5.187	162.8	232	125	703	46.16	18.84	1
		G.EPLin	79.85	47.59	146.6	209	400	797	46.52	19.61	1.00354
	$\rho = 0.015$	G-M.EPLin	15.89	0.2205	121.1	-128	38	-506	28.54	15.45	0.01089
		G-M.EPLin	23.36	7.556	127.2	-83	1221	-340	31.35	16.07	0.165

Taulukko 5.3 Kahdella köysitasolla tuetulle I-pylonille tehdyt laskelmat.

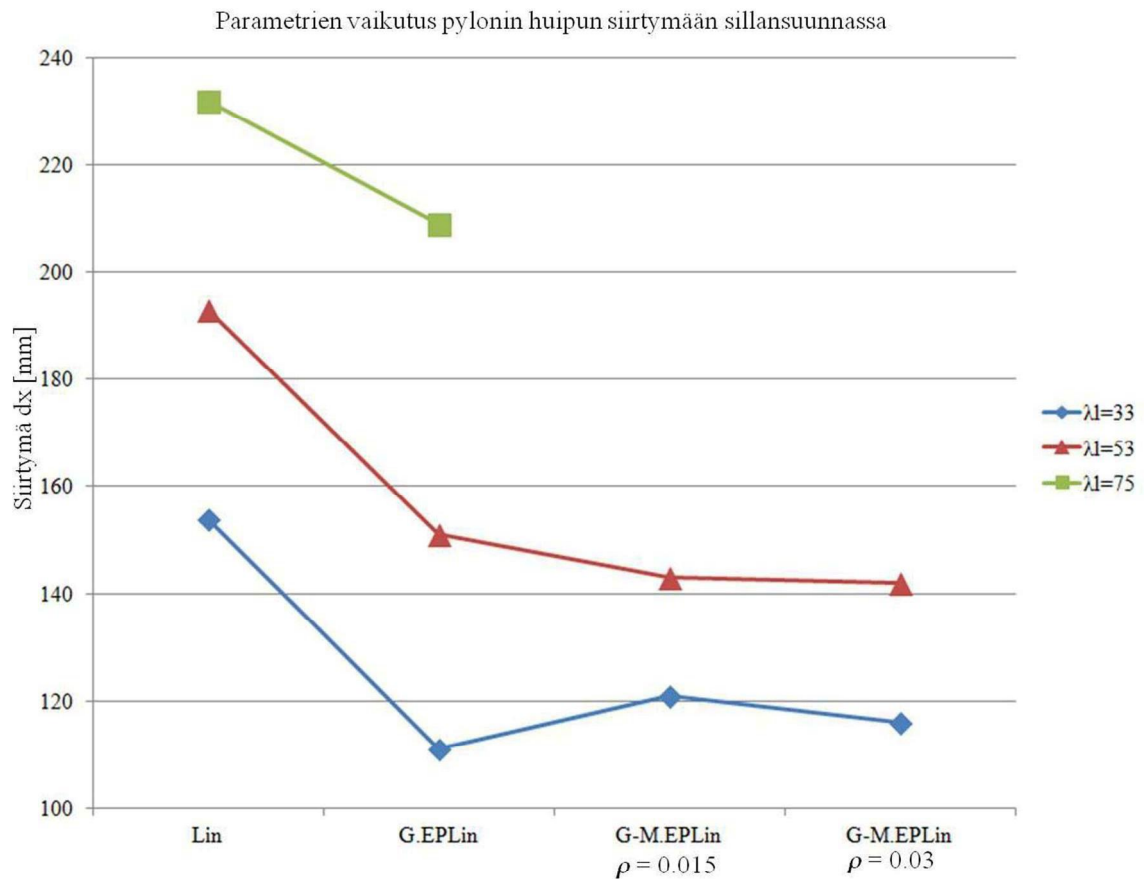
I-Pyloni			Mz	My	Fx	dx	dy	dz	Tmax	T2max	TLF
$\lambda_1 = 33$ $\lambda_{II} = 69$		Lin	849.6	40.65	208.1	267	41	1173	21.97	9.198	1
		G.EPLin	756.1	44.13	209.3	238	47	1017	21.96	9.328	1.00015
	$\rho = 0.015$	G-M.EPLin	554	43.65	209	258	61	1061	22.8	9.282	1.00242
	$\rho = 0.03$	G-M.EPLin	607.3	44.2	208.9	254	50	1055	22.62	9.304	1.00989
$\lambda_1 = 53$ $\lambda_{II} = 92$		Lin	134.2	33.91	177.9	132	134	454	26.59	9.686	1
		G.EPLin	105.4	29.1	179.7	83	126	227	26.98	9.991	1.00011
	$\rho = 0.015$	G-M.EPLin	94.15	27.31	178.6	97	168	240	27.07	10.01	1.0029
	$\rho = 0.03$	G-M.EPLin	99.94	28.75	178.6	87	131	237	27	9.997	1.00748
$\lambda_1 = 75$ $\lambda_{II} = 139$		Lin	78.32	10.34	159.1	197	126	506	27.04	9.822	1
		G.EPLin	77.85	8.875	160.6	174	355	272	27.44	10.16	0.9993
	$\rho = 0.015$	G-M.EPLin	74.01	19.5	151.3	315	803	164	26.04	10.07	0.81731
	$\rho = 0.03$	G-M.EPLin	78.95	1.882	159.8	241	504	312	27.62	10.3	1.00762

Kuvassa 5.8 on esitetty pylonin sillansuuntaiset tukimomentit eri hoikkuusluvuilla ja eri analyysitavoilla sekä raudoitussuhteilla. Hoikimmalta pylonilta kuvaan on piirretty vain tulokset lineaarisesta ja geometrisesti epälineaarisista analyysistä, joilla saavutettiin kokonaiskuormitus. Kuten kuvasta huomataan hoikkuusluvun kasvaessa pienenevät eri analyysitavoilla saatavien pituussuuntaisten tukimomenttien erot. Tämä selittyy sillä että hoikkuuden kasvaessa pienenee pylonin kapasiteetti sekä jäykkyys suhteessa koko rakenteen jäykkyyteen. Näin ollen lähestyy eri analyysitavoilla lasketut tukimomenttien arvot toisiaan pylonin hoikkuuden kasvaessa.



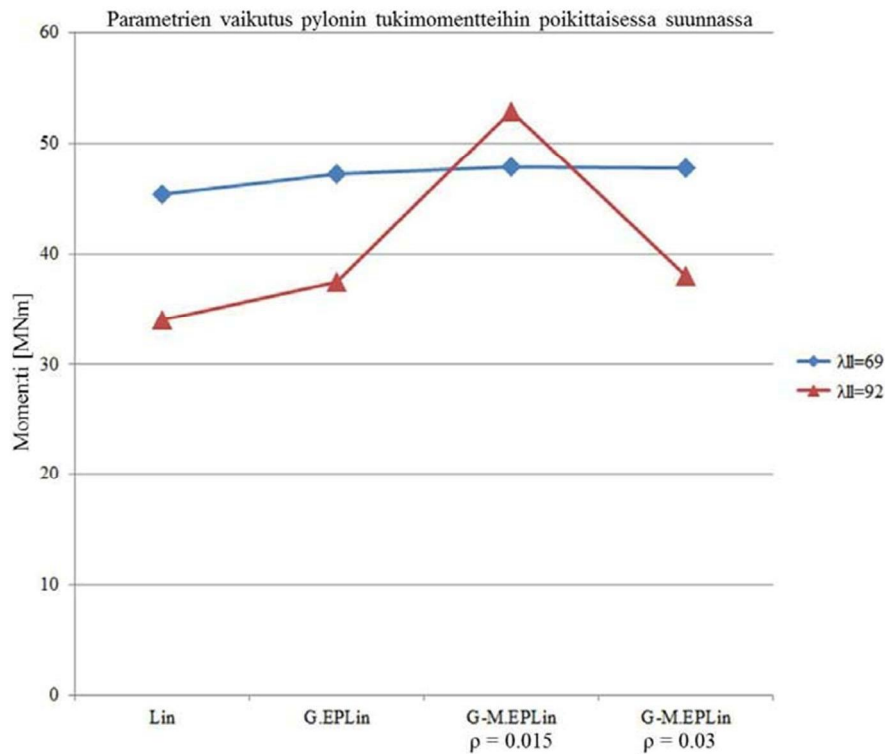
Kuva 5.8 Parametrien vaikutus pylonin tukimomentteihin sillansuunnassa eri analyysillä.

Kuvassa 5.9 on esitetty eri parametrien vaikutus pylonin pään sillansuuntaisiin siirtymiin. Kuvasta huomataan lineaarisen analyysin heikkous eli se ei kykene kuvaamaan rakenteen muuttuvaa jäykkyyttä ja näin ollen siirtymän arvot ovat suuremmat kuin tarkemmilla analyysitavoilla. Geometrisesti epälineaarinen analyysi ei huomioi materiaalin jäykkyyden muutosta kuormituksen alaisena ja se antaa liian pieniä siirtymiä. Globaalilla mallilla saadan huomioitua sekä geometrinen että materiaallinen epälineaarisuus, joten siirtymät asettuvat lineaarisen ja geometrisesti epälineaaristen tulosten väliin. Raudoitussuhteen kasvulla on pylonia jäykistävä vaikutus ja näin ollen siirtymät pienevät kasvavalla raudoitussuhteella.

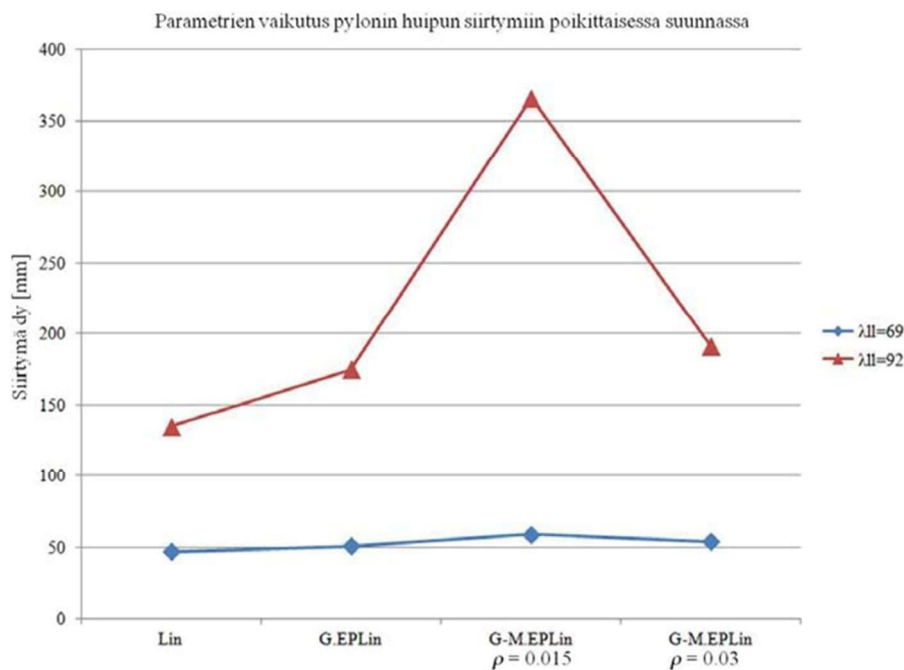


Kuva 5.9 Pylonin hoikkuuden vaikutus pylonin pään siirtymiin sillansuunnassa.

Kuvassa 5.10 ja 5.11 on esitetty parametrien vaikutusta pylonin tukimomentteihin ja siirtymiin sillan poikittaisessa suunnassa. Tarkastelusta on jätetty pois hoikin pyloni, sillä se menetti stabiiliutensa ennen täyttä kuormitusta. Poikittaisessa suunnassa geometrisen epälineaarisuuden huomiointi kasvattaa tukimomenttia ja siirtymiä. Tämä on seurausta pylonin taipumasta aiheutuneista lisämomenteista, joiden teoriaa käsiteltiin kohdassa 3.4.2. Materiaalisella epälineaarisuudella ei ole huomattavaa vaikutusta jäykempään, pienemmän poikittaisen hoikkuuden omaavaan pyloniin. Suuremman hoikkuuden omaavalla pylonilla siirtymät kasvavat huomattavasti huomioimalla materiaallisen epälineaarisuuden. Raudoitussuhteen kasvattaminen suurentaa tukimomenttia ja pienentää siirtymiä, sillä pylonin jäykkyys kasvaa. Pylonin hoikkuuden kasvaessa lisääntyvät erot eri analyysitapojen välillä.



Kuva 5.10 Parametrien vaikutus pylonin tukimomentteihin poikittaisessa suunnassa.



Kuva 5.11 Parametrien vaikutus pylonin huipun siirtymiin sillan poikittaisessa suunnassa.

Tarkastelemalla taulukon 5.3 arvoja ja vertaamalla niitä taulukon 5.2 arvoihin voidaan arvioida kahden kaltevan köysitasen vaikutusta pylonin toimintaan. Kahdella kaltevalla köysitasolla tuettu pyloni on selvästi jäykempi verrattuna yhdellä vertikaalisella köysitasolla tuettuun. Tämä voidaan havaita sillansuuntaisten ja poikittaisten siirtymien vähenemisenä. Siirtymien pienenemisen ja vinoköysistön antaman tuen ansiosta myös tukimomentit pienenevät.

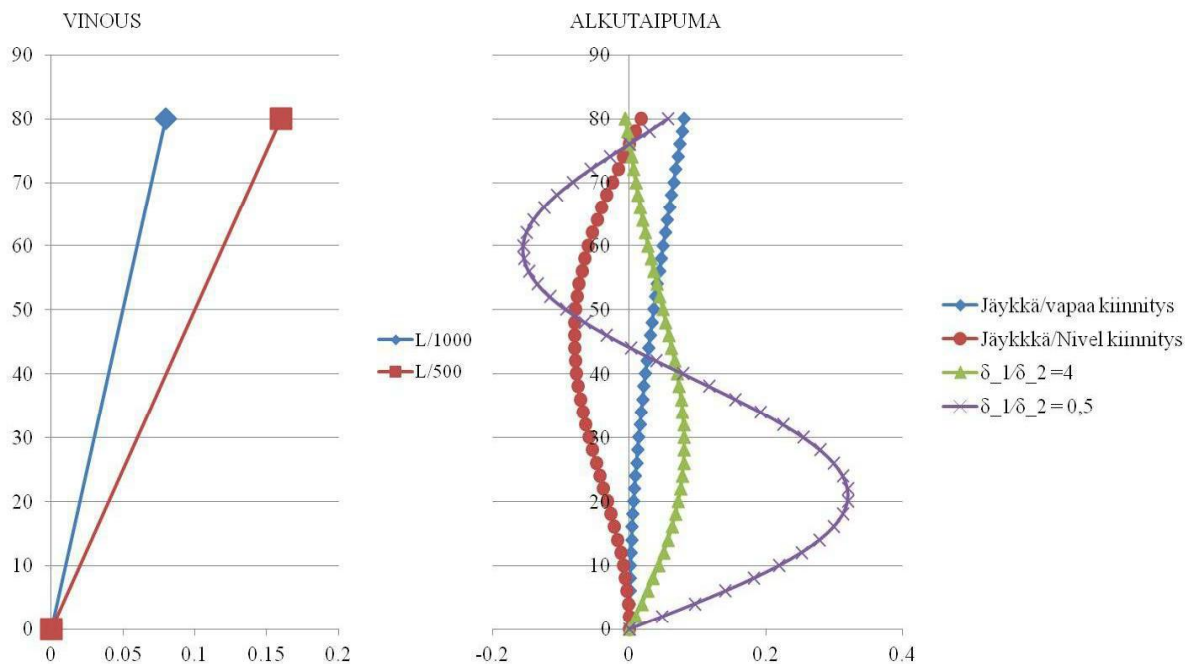
5.5.3 Alkuhäiriön vaikutus I-pylonin stabiliteettiin

Alkuhäiriön vaikutusta pylonin stabiliteettiin tutkittiin antamalla pylonille alkuvinous sekä alkutaipuma, jotka on esitetty kuvassa 5.12. Alkutaipuman muotoina käytettiin neljää erilaista tapausta:

- Tapaus 1, joka vastaa pilarin, joka on toisesta päästään nivelellisesti tuettu ja toisesta päästään jäykästi kiinnitetty, nurjahdusmuotoa. Tällöin oletettiin vinoköysien tukevan rakennetta siten, että pylonin yläpään kiinnitysaste voidaan olettaa nivelelliseksi.
- Tapaus 2, joka vastaa pilarin, joka on toisesta päästään jäykästi kiinnitetty ja toisesta päästään vapaa, nurjahdusmuotoa. Tätä muotoa käytettiin vain pylonin poikkisuuntaisessa tarkastelussa.
- Tapaus 3, muodostuu sini-muotoisten alkuhäiriöiden summasta. Alkuhäiriön matemaattinen yhtälö on muotoa $\delta_1 \sin\left(\frac{\pi x}{l_0}\right) + \delta_2 \sin\left(\frac{2\pi x}{l_0}\right)$. Tapaus 3 muodostuu siten, että $\delta_1/\delta_2 = 4$.
- Tapaus 4, muodostuu samanlaisesta sini-muodosta kuten tapaus 3, mutta tässä tapauksessa $\delta_1/\delta_2 = 0.5$.

Vinoudelle käytettiin kahta arvoa L/1000 ja L/500, jotka vastaavat 80 mm ja 160 mm alkuvinoutta. Alkutaipumille käytettiin kuutta arvoa $\pm L/1000$, $\pm L/500$ ja $\pm L/250$, jotka vastaavat ± 80 mm, ± 160 mm ja ± 320 mm poikkeamaa alkuperäisestä pystysuorasta asemasta.

Alkuhäiriön vaikutusta tutkittiin kaikille 3:lle kohdassa 5.1 esitetylle poikkileikkaukselle. Poikkileikkausten geometriseksi raudoitussuhteena käytettiin 1,5 %. Rakenneanalyysi suoritettiin luvussa 4 esitellyllä globaalilla laskentamallilla.



Kuva 5.12 Alkuhäiriöiden tutkimiseen käytetyt vinoudet ja alkutaipumat.

Laskennassa kuormitus suoritettiin siten, että vinoköysien alkujännitys lisättiin häirittyyn rakenteeseen, jota tämän jälkeen kuormitettiin kasvavalla pistemäisellä aksiaalikuormalla pylonin huipulla. Tämä ei vastaa täysin pylonin oikeaa kuormitusta, sillä todellisuudessa

kuormat välittyvät pylonille vinoköysistön välityksellä. Tästä johtuen käytetty kuormitustapa aliarvioi vinoköysistön pylonia stabiloivaa vaikutusta mutta yksinkertaistaa laskentaa.

5.5.3.1 I-pylonin stabiiliteetti sillan poikkitaissuunnassa

Seuraavissa taulukoissa 5.4 - 5.6 on esitetty PL1-PL3 saadut nurjahduskuormien arvot eri alkuhäiriöillä. Kuten taulukoista huomataan, pienenee rakenteen kuormankantokyky hyvin johdonmukaisesti alkuhäiriön kasvaessa.

Taulukko 5.4 Poikkileikkaus 1 mukaisen pylonin nurjahduskuormat eri alkuhäiriöiden vaikuttaessa sillan poikkisuunnassa.

Poikkileikkaus 1 $\lambda_{II} = 69$		Alkuhäiriö			
Alkuvuodet	Häiriön suuruus	Tapaus 1	Tapaus 2	Tapaus 3	Tapaus 4
L/1000	L/1000	913.40	934.70	971.50	963.80
	L/500	882.10	903.60	925.60	987.40
	L/250	826.60	844.70	856.60	938.30
	-L/1000	973.10	939.10	911.10	930.20
	-L/500	928.40	907.50	876.00	914.20
	-L/250	862.00	847.80	820.10	877.70
L/500	L/1000	888.10	932.90	955.70	929.60
	L/500	859.20	901.70	953.00	943.10
	L/250	811.20	843.20	878.70	979.30
	-L/1000	953.60	941.10	885.50	904.50
	-L/500	955.50	909.40	854.00	887.20
	-L/250	883.30	849.40	804.50*	854.40

Taulukko 5.5 Poikkileikkaus 2 mukaisen pylonin nurjahduskuormat eri alkuhäiriöiden vaikuttaessa sillan poikkisuunnassa.

Poikkileikkaus 2 $\lambda_{II} = 92$		Alkuhäiriö			
Alkuvinou s	Häiriön suuruus	Tapaus 1	Tapaus 2	Tapaus 3	Tapaus 4
L/1000	L/1000	322.90	333.40	337.90	344.30
	L/500	309.10	322.50	320.30	341.20
	L/250	282.00	303.60	288.60	321.00
	-L/1000	338.70	334.90	321.40	330.00
	-L/500	322.60	324.10	306.20	327.30
	-L/250	292.10	304.50	277.80	303.40
L/500	L/1000	316.00	332.90	346.30	335.50
	L/500	303.30	321.90	328.50	341.50
	L/250	277.60	303.10	294.80	332.70
	-L/1000	345.20	335.60	314.30	321.80
	-L/500	330.40	324.20	300.10	313.60
	-L/250	298.00	305.00	273.10*	296.10

Taulukko 5.6 Poikkileikkaus 3 mukaisen pylonin nurjahduskuormat eri alkuhäiriöiden vaikuttaessa sillan poikkisuunnassa.

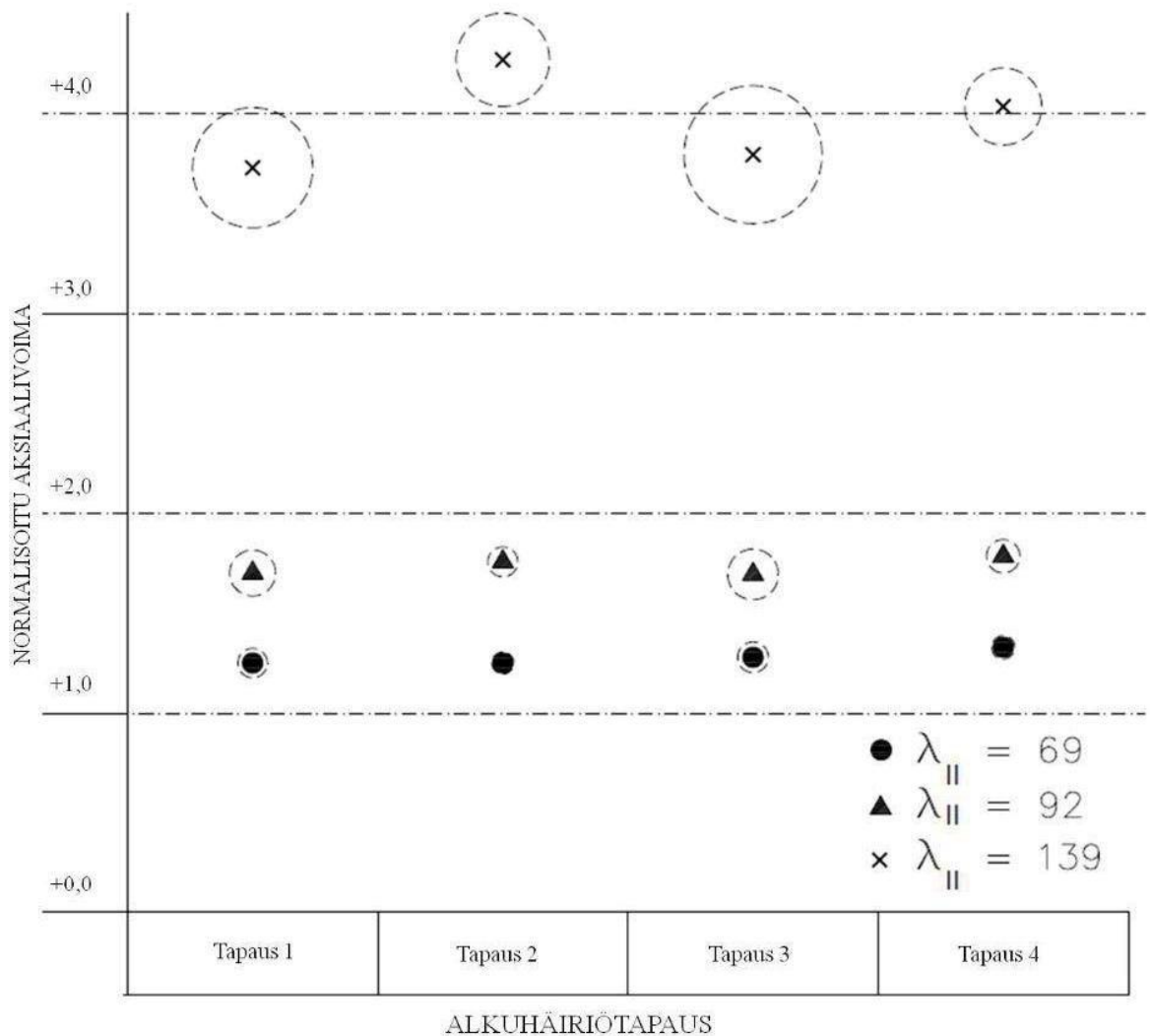
Poikkileikkaus 3 $\lambda_{II} = 139$		Alkuhäiriö			
Alkuvinou s	Häiriön suuruus	Tapaus 1	Tapaus 2	Tapaus 3	Tapaus 4
L/1000	L/1000	152.89	162.20	154.00	160.80
	L/500	142.44	158.20	143.30	154.20
	L/250	127.57	153.30	128.20	143.10
	-L/1000	153.70	182.50	153.10	159.00
	-L/500	142.30	158.30	143.60	153.30
	-L/250	126.50	174.40	129.50	143.60
L/500	L/1000	152.50	161.60	170.30	162.00
	L/500	142.60	158.20	143.20	155.00
	L/250	127.50	153.20	128.20	143.00
	-L/1000	154.30	161.30	152.80	158.30
	-L/500	142.10	158.30	143.70	152.90
	-L/250	126.00*	153.20	130.20	143.70

Taulukoihin on merkitty *-symbolilla kaikkien tutkittujen tapauksen pienin nurjahduskuorman arvo. Poikkileikkaus 1 ja 2 pienin nurjahduskuorma saavutetaan alkuhäiriötapaus 3, nurjahduskuormien arvojen ollessa 804.5 MN ja 273.1 MN. Poikkileikkaus 3 pienin nurjahduskuorman arvo saavutetaan alkuhäiriötapaus 1 ja sen arvo on 126 MN.

Jotta tuloksia olisi helpompi vertailla keskenään on ne normalisoitu lineaarisella Eulerin nurjahduskuormalla, joka vastaa alapäästään jäykästi kiinnitettyä ja yläpäästään vapaata rakennetta. Nurjahduskuormaa laskettaessa taivutusjäykkyytenä on käytetty kyseisen poikkileikkauksen halkeilematonta jäykkyyttä. Näin laskien saadaan PL1, PL2 ja PL3 nurjahduskuormiksi ~697MN, ~183MN ja ~38MN.

Kuvassa 5.13 on esitetty aritmeettiset keskiarvot ja -hajonnat normalisoidulle nurjahduskuormalle pylonin poikittaissuunnassa analysoiduille alkuhäiriötapauksille. Kuvassa tulosten keskihajonta on esitetty pylonin hoikkuuslukua kuvaavan symbolin ympärille katkoviivalla piirretyllä ympyrällä. Kuten kuvasta huomataan vaikuttaa pylonin hoikkuus huomattavasti eri alkuhäiriötapauksille lasketun normalisoidun nurjahduskuorman keskiarvoon ja -hajontaan.

Pylonin hoikkuuden kasvaessa kasvavat erot eri alkuhäiriötapauksille laskettujen nurjahduskuormien keskiarvojen välillä. Samoin kasvaa myös nurjahduskuorman keskihajonta, joka kuvaa alkuhäiriötapausten sisällä muuttuvien alkuvuonon ja alkutaipuman vaikutusta nurjahduskuorman arvoon. Tästä voidaan päätellä pylonin hoikkuuden vaikuttavan rakenteen häiriöherkkyyteen ja häiriöherkkyyden lisääntyvän hoikkuuden kasvaessa. Pylonin hoikkuuden kasvu vaikuttaa normalisoidun normaalivoiman arvoon kasvattavasti. Tämän voidaan päätellä olevan vinoköysien ansiota, sillä mitä hoikempi pyloni on, sitä suurempi on vinoköysien osuus koko rakenteen jäykkyydestä.



Kuva 5.13 Analysoitujen alkuhäiriötapausten normalisoidun nurjahduskuorman aritmeettinen keskiarvo ja -hajonta pylonin eri hoikkuuksilla.

Kuvassa 5.14 on esitetty eri alkuhäiriötapausten keskihajonta pylonin hoikkuuden funktiona. Kuvissa on sekä rakenneanalyyysistä saavutettu keskihajonta että tulosten

keskihajonnalle kehitetyt funktiot. Kehitetyt funktiot perustuvat luvussa 3.3.2 mainittuun lainalaisuuteen, jonka mukaan riippuen rakenteen tasapainoaseman luonteesta on häirityn rakenteen rajakuorma verrannollinen ideaali rakenteen rajakuormaan 1/2- tai 2/3-potenssilaila. Näiden potenssilakien perusteella johdettiin seuraavat kaksi funktiota, jotka kuvaavat tulosten keskihajontaa pylonin hoikkuuden funktiona.

$$D_1(\lambda_{II}) = 10 * \left(\frac{\lambda_{II}}{A}\right)^2$$

$$D_2(\lambda_{II}) = 10 * \left(\frac{\lambda_{II}}{B}\right)^{\frac{3}{2}}$$

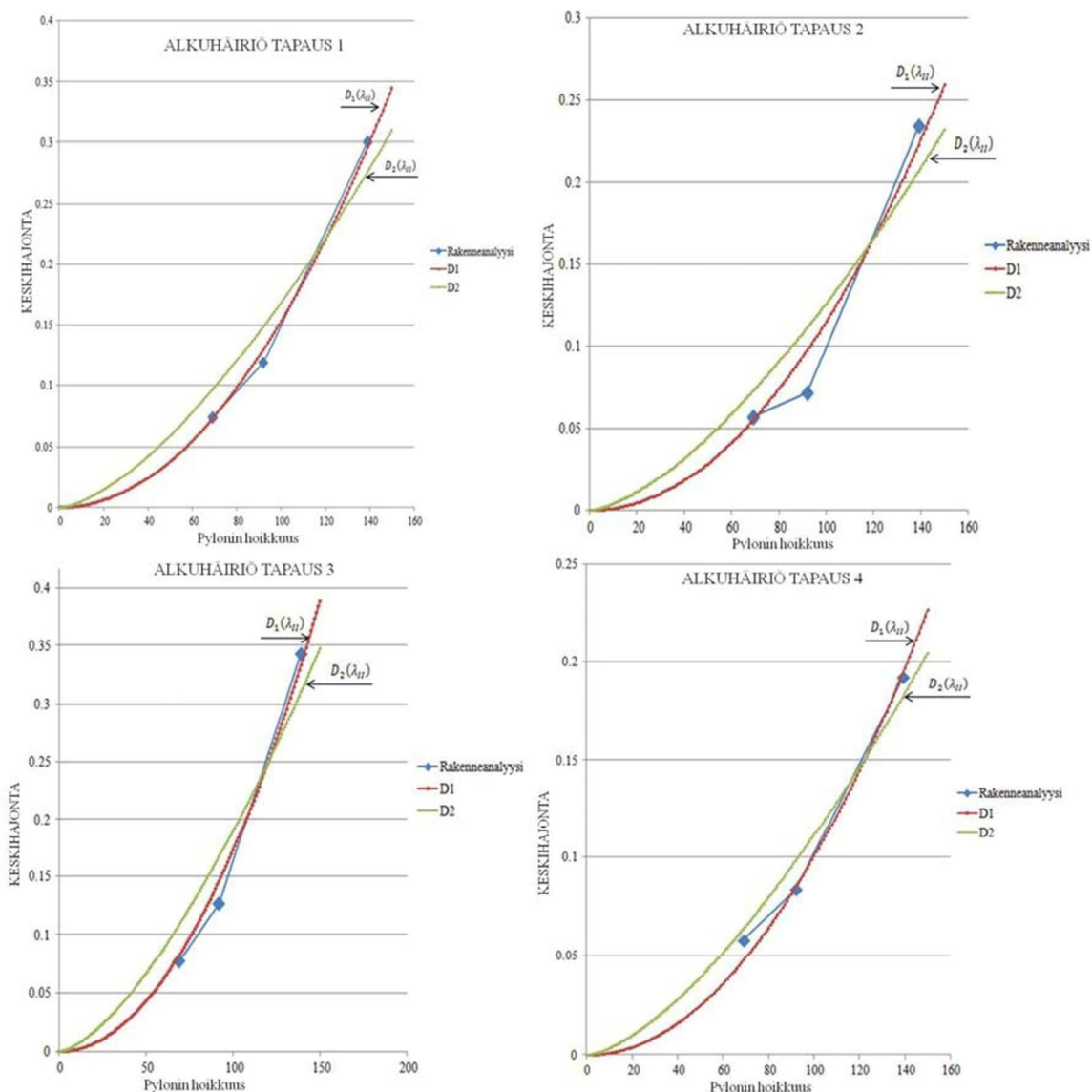
Funktio D1 on johdettu 1/2-potenssilaista ja funktio D2 on johdettu 2/3-potenssilaista. Funktioissa esiintyvä λ_{II} on pylonin hoikkuus poikittaisessa suunnassa ja termit A ja B ovat alkuhäiriötapaukselle ominaisia vaikoita. Termit A ja B ratkaistiin sovittamalla funktiot D1 ja D2 rakenneanalyysistä saatuihin keskihajonnan tuloksiin pienimmän neliösumman menetelmällä. Taulukossa 5.7 on esitetty termien A ja B arvot alkuhäiriötapauksille 1-4 sillan poikittaisessa suunnassa.

Taulukko 5.7 Termien A ja B arvot eri alkuhäiriötapauksille.

Alkuhäiriö	A	B
Tapaus 1	808	1521
Tapaus 2	932	1846
Tapaus 3	761	1407
Tapaus 4	997	2005

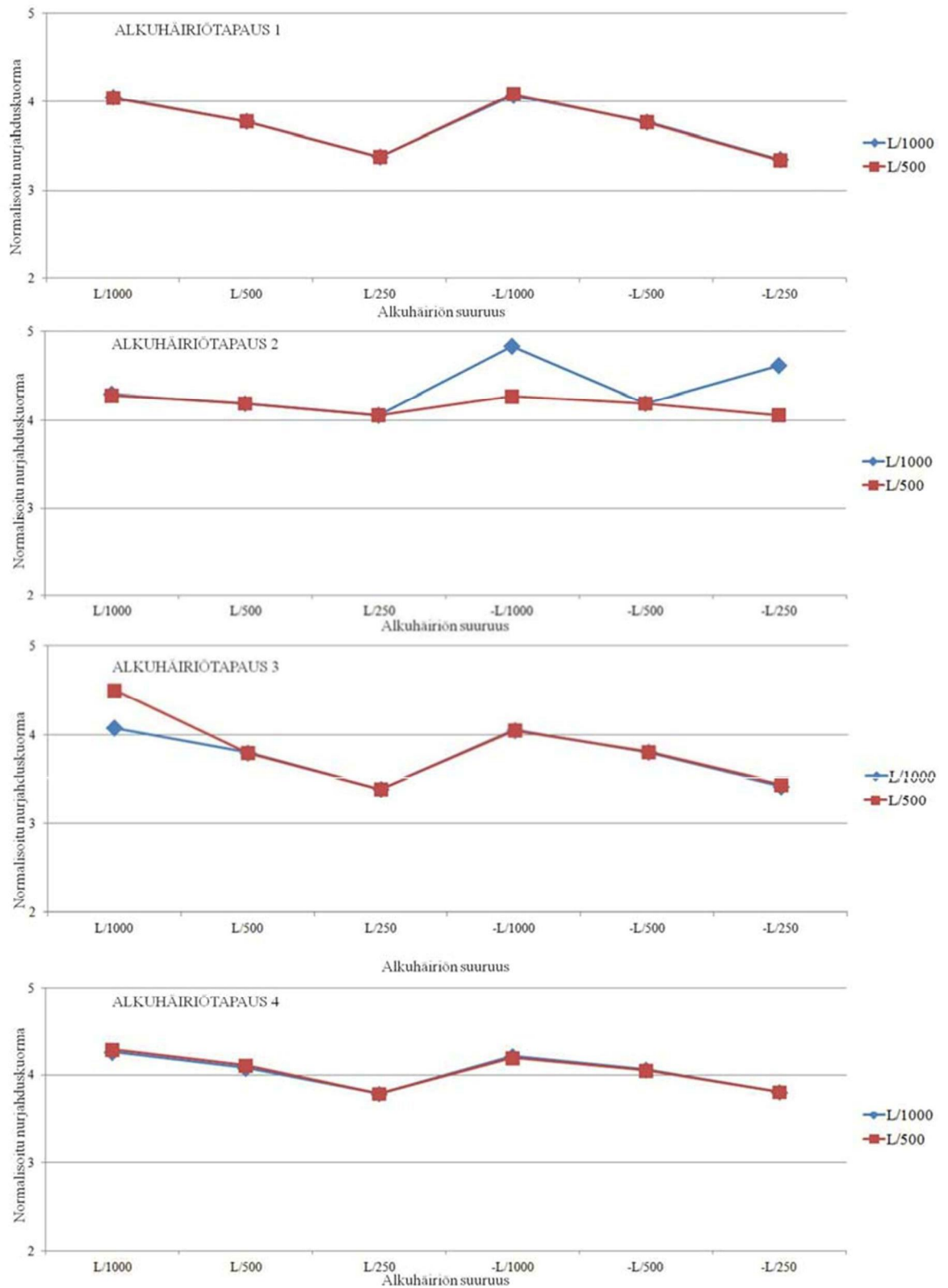
Kaikille alkuhäiriötapauksille funktio D1 on parempi aproksimaatio kuin funktio D2. Koska funktio D1 on johdettu 1/2-potenssilaista ja funktio D2 2/3-potenssilaista voidaan olettaa I- mallisen pylonin poikittaissuuntaisen stabiliteetin olevan erittäin häiriöherkkää.

Kuvassa 5.15 on esitetty hoikimman pylonin normalisoitu nurjahduskuorma riippuen alkutaipumasta sekä -vinoudesta. Kuvan mukaan alkuvinoudesta ei ole mainittavaa vaikutusta suurimpaan saavutettavaan normalisoituun aksiaalivoimaan, joten molemmat aksiaalivoimakäyrät, jotka kuvavat eri alkuvinousta, asettuvat hyvin lähekkäin.

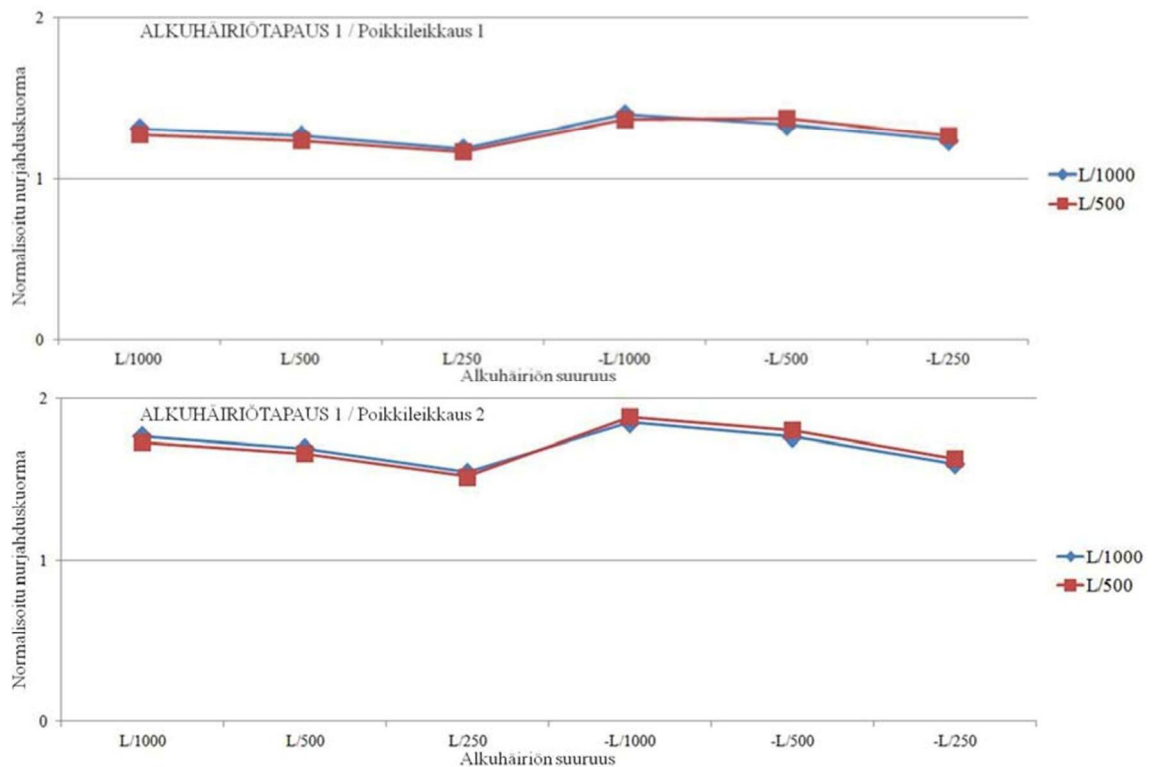


Kuva 5.14 Tulosten keskihajonta pylonin hoikkuuden funktiona alkuhäiriötapauksille 1-4.

Kuvassa 5.16 on esitetty alkuvinouden ja -taipumien vaikutusta alkuhäiriötapauksessa 1 myös muille tutkituille pylonin hoikkuuksille. Kuten kuvasta havaitaan ei alkuvinouden vaikutus ole huomattavaa muillakaan tutkituilla pylonin hoikkuuksilla. Eri alkuvinouksilla laskettujen suurimpien normalisoitujen nurjahduskuormien suhteet ovat suurimmillaan noin 4 % koko tutkimusaineistossa. Kun verrataan tätä eri alkuhäiriötapauksille laskettujen normalisoitujen nurjahduskuormien suhteeseen, joka vaihtelee välillä noin 89 % ja 140 %, voidaan todeta alkuvinouden vaikutus nurjahduskuormaan vähäiseksi. Tämä johtuu pylonin vinoköysien rakennetta stabiloivasta vaikutuksesta. Ennen rakenteen kuormittamista kasvavalla aksiaalikuormalla kuormitettiin sitä sillan pysyviä kuormia vastaavalla sillan vinoköysienesijännityksellä. Tämä esijännitys pakottaa pylonin häiritystä asemasta takaisin pystysuoraan asemaan.



Kuva 5.15 Alkutaipuman ja -vinouden vaikutus normalisoituun aksiaalivoimaan hoikimmalla tutkitulla pylonilla.



Kuva 5.16 Alkutaipuman ja -vinouden vaikutus normalisoituun aksiaalivoimaan alkuhäiriötapauksessa 1 pyloneilla, joilla poikkileikkaus on poikkileikkaus 2 ja 3 mukainen.

5.5.3.2 I-Pylonin stabiliteetti sillansuunnassa

Seuraavissa taulukoissa 5.8 - 5.10 on esitetty PL1-PL3 saadut nurjahduskuormien arvot eri alkuhäiriöillä, alkuhäiriön vaikuttaessa sillansuunnassa. Kuten taulukoista huomataan pienenee rakenteen nurjahduskuorma hyvin johdonmukaisesti alkuhäiriön kasvaessa.

Taulukoihin on merkitty *-symbolilla kaikkien tutkittujen tapausten pienimmän nurjahduskuorman arvo. Kaikilla poikkileikkauksilla pienin nurjahduskuorma saavutetaan alkuhäiriötapaus 1, jonka muoto vastaa yläpäästään nivelellisti ja alapäästään jäykästi tuetun pilarin nurjahdusmuotoa. Pienimpien nurjahduskuormien arvot ovat poikkileikkaus 1 874 MN, poikkileikkaus 2 344.3MN ja poikkileikkaus 3 119 MN.

Taulukko 5.8 Poikkileikkaus 1 mukaisen pylonin nurjahduskuormat eri alkuhäiriöiden vaikuttaessa sillansuunnassa.

Poikkileikkaus 1 $\lambda_l = 33$		Alkuhäiriö		
	Häiriön suuruus	Tapaus 1	Tapaus 3	Tapaus 4
L/1000	L/1000	1093	991.7	992.9
	L/500	1014	991	1073
	L/250	916.5	912	978.4
	-L/1000	995.3	1294	993
	-L/500	962.5	991.9	991.4
	-L/250	874*	954.5	919.1
L/500	L/1000	1091	991.7	1341
	L/500	991.7	990.9	1070
	L/250	915.4	912.9	976.8
	-L/1000	1019	1273	991.8
	-L/500	908.2	1056	991.2
	-L/250	875	953.5	920.8

Taulukko 5.9 Poikkileikkaus 2 mukaisen pylonin nurjahduskuormat eri alkuhäiriöiden vaikuttaessa sillansuunnassa.

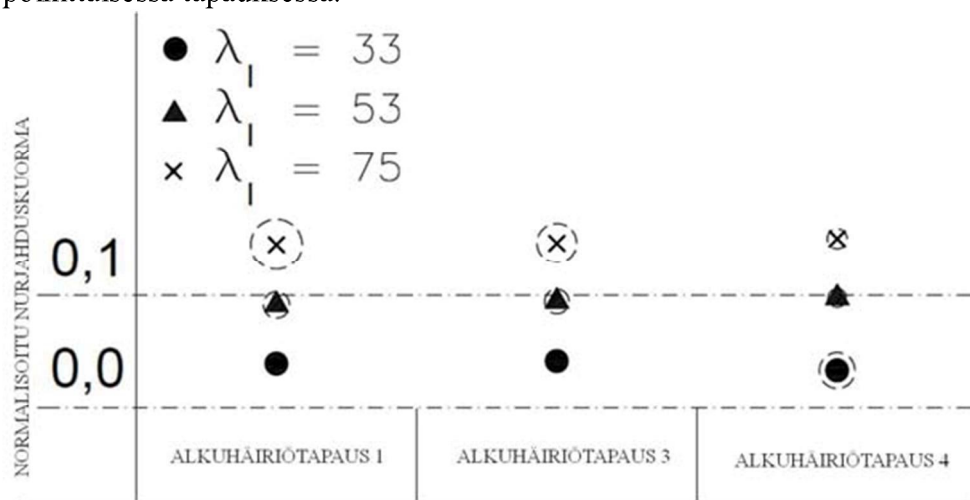
Poikkileikkaus2 $\lambda_l = 53$		Alkuhäiriö		
	Häiriön suuruus	Tapaus 1	Tapaus 3	Tapaus 4
L/1000	L/1000	482.3	436	473.1
	L/500	440.9	347.5	488.7
	L/250	347.5	365.5	431.2
	-L/1000	423.8	489.6	438.7
	-L/500	388.4	466.5	417.2
	-L/250	344.9	407.7	381.3
L/500	L/1000	503.2	436.7	474.5
	L/500	452.1	411.7	485.8
	L/250	397.7	365.9	430.3
	-L/1000	414.1	492.2	439.5
	-L/500	388.9	465.4	418
	-L/250	344.3*	407.2	381.8

Taulukko 5.10 Poikkileikkaus 3 mukaisen pylonin nurjahduskuormat eri alkuhäiriöiden vaikuttaessa sillansuunnassa.

Poikkileikkaus 3 $\lambda_1 = 75$		Alkuhäiriö		
	Häiriön suuruus	Tapaus 1	Tapaus 3	Tapaus 4
L/1000	L/1000	166	148.2	165.5
	L/500	180.5	138	164.2
	L/250	145	122.2	149.8
	-L/1000	142.7	174.8	157.7
	-L/500	133.5	165.9	152.5
	-L/250	119*	162.1	140.1
L/500	L/1000	185.9	147.8	164.7
	L/500	180.3	138.5	164.6
	L/250	145.4	120.1	150
	-L/1000	142.8	165.3	157.8
	-L/500	133.7	165.8	152.7
	-L/250	119.2	161.9	140.2

Jotta eri hoikkuuden omaavien pylonien tuloksia olisi helpompi vertailla keskenään normalisoidaan laskettu nurjahduskuorma lineaarisella Eulerin nurjahduskuormalla, joka vastaa alapäästään jäykästi ja yläpäästään nivelellisesti tuettua rakennetta. Nurjahduskuormaa laskettaessa taivutusjäykkyytenä on käytetty kyseisen poikkileikkauksen halkeilematonta jäykkyyttä. Näin laskien saadaan PL1, PL2 ja PL3 Eulerin nurjahduskuormiksi ~24356MN, ~4474MN ja ~1020MN.

Kuvassa 5.17 on esitetty aritmeettiset keskiarvot ja -hajonnat normalisoidulle nurjahduskuormalle pylonin sillansuunnassa analysoiduille alkuhäiriötapauksille. Kuvassa tulosten keskihajonta on esitetty pylonin hoikkuuslukua kuvaavan symbolin ympärille katkoviivalla piirretyllä ympyrällä. Kuten kuvasta huomataan vaikuttaa pylonin hoikkuus eri alkuhäiriötapauksille lasketun normalisoidun nurjahduskuorman keskiarvoon ja keskihajontaan, mutta vaikutus ei kuitenkaan ole yhtä suurta kuin poikittaisessa tapauksessa.



Kuva 5.17 Analysoitujen alkuhäiriötapausten normalisoidun nurjahduskuorman aritmeettinen keskiarvo ja -hajonta pylonin eri hoikkuuksilla sillan suunnassa.

Pylonin hoikkuus sillansuunnassa vaikuttaa nurjahduskuorman keskihajontaan ja normalisoidun nurjahduskuorman arvoon aivan samoin kuin poikittaisessa tapauksessa. Sillansuunnassa erot eri pylonin hoikkuuksien tai eri alkuhäiriötapausten välillä eivät kuitenkaan ole yhtä selviä vaan vaimeampia.

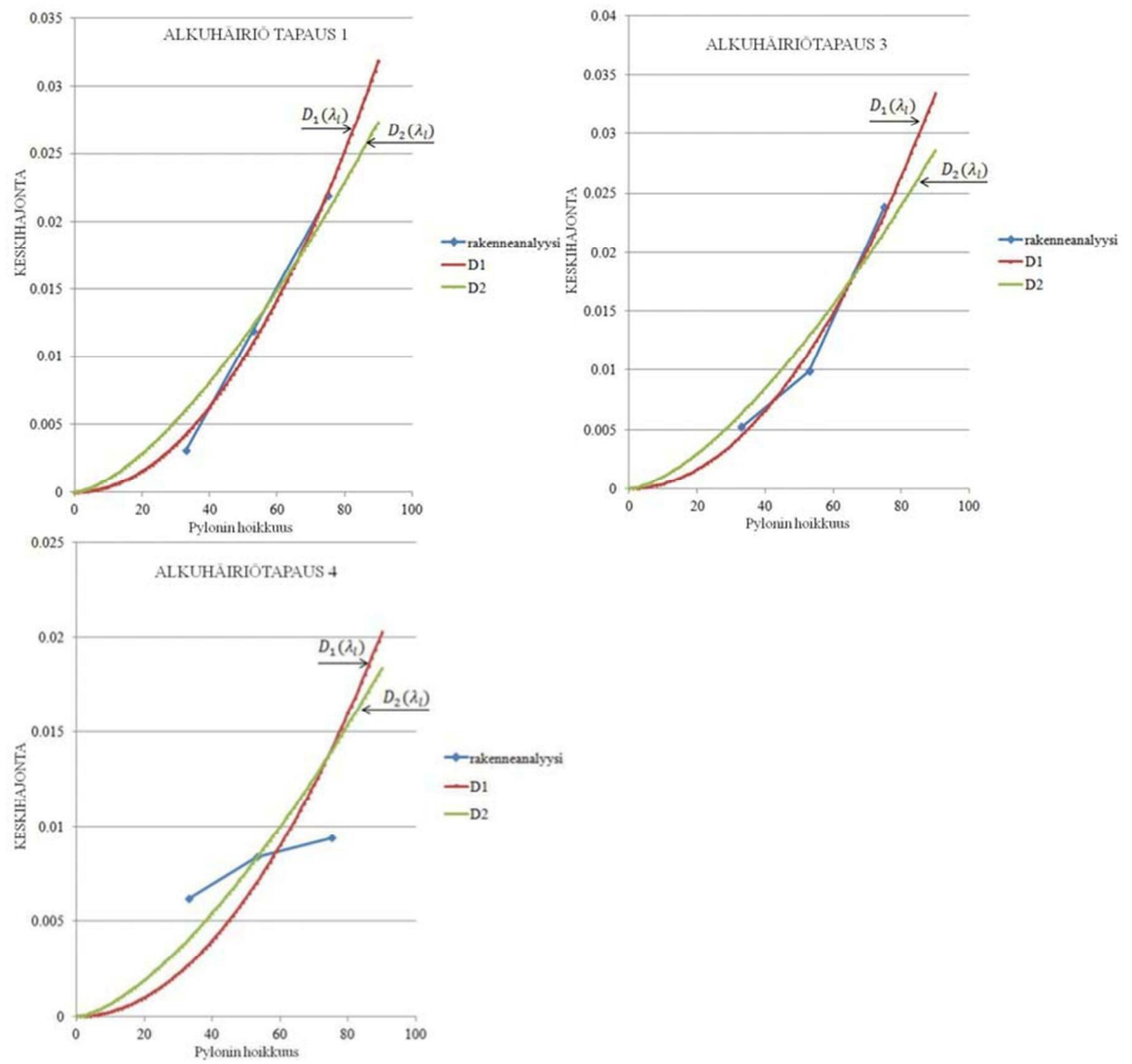
Kuvassa 5.18 on esitetty eri alkuhäiriötapausten keskihajonta pylonin hoikkuuden funktiona. Kuvassa olevat funktiot D1 ja D2 7 ovat samat kuin edellisessä luvussa esitellyt, paitsi että hoikkuutta tarkastellaan nyt sillansuunnassa. Taulukossa 5.11 on esitetty termien A ja B arvot alkuhäiriötapauksille 1, 3 ja 4 sillansuunnassa.

Alkuhäiriötapauksille 1 ja 3 funktio D1 on parempi aproksimaatio kuin funktio D2. Alkuhäiriötapauksessa 4 keskihajonta oli poikkeavaa kaikista muista tarkastelluista tapauksista, sille funktio D2 kuvaa rakenneanalyysin tuloksia paremmin kuin D1.

Taulukko 5.11 Termien A ja B arvot eri alkuhäiriötapauksille.

Alkuhäiriö	A	B
Tapaus 1	1595	4605
Tapaus 3	1558	4469
Tapaus 4	2000	6000

Alkuvinoudella ei ollut suurta vaikutusta nurjahduskuorman arvoon sillansuunnassa verrattuna eri alkuhäiriötapausten vaikutukseen aivan kuten sillan poikittaisessa suunnassakin.



Kuva 5.18 Tulosten keskihajonta pylonin hoikkuuden funktiona sillansuunnassa alkuhäiriötapauksille 1, 3 ja 4.

6 Yhteenveto ja johtopäätökset

Tämän työn tavoitteena oli muodostaa palkkielementeille perustuva laskentamalli, jolla voidaan huomioida geometrinen ja materiaallinen epälineaarisuus.

Työssä esiteltiin tyypillisimmät vinoköysisiltojen pylonirakenteet ja niiden rakenteellinen toiminta kirjallisuuslähteisiin perustuen. Lisäksi esiteltiin epälineaarisen elementtimenetelmän perusteita, rakenteen stabiiliuden teoriaa ja hoikan ja puristetun betonipilarin toimintaa.

Tutkimusosiossa muodostettiin momentti-käyristymä-normaalivoimayhteyteen perustuva yksinkertainen laskentamalli, jonka toiminta varmistettiin suorittamalla vertailulaskelmia perustuen tutkimuslähteissä suoritettuihin betonipilareiden koeistuksiin. Muodostetulla laskentamallilla tutkittiin geometrinen ja materiaalien epälineaarisuuksien vaikutusta pylonin toimintaan erilaisilla pylonin geometrioilla. Pylonien geometrioina käytettiin A-, H-, I- ja lambdapyloneita. I-pylonille tarkasteltiin hoikkuuden, raudoitussuhteen ja vertikaalisen sekä kaltevan vinoköysisistön vaikutusta I-pylonin toimintaan. Lisäksi tutkittiin alkuhäiriön vaikutusta I-pylonin stabiiliteettiin.

6.1 Numeerinen malli pylonin geometriselle ja materiaaliselle epälineaarisuudelle

Työssä käytetty yksinkertainen laskentamalli on käyttökelpoinen menetelmä, jolla voidaan huomioida teräsbetonisen pylonin materiaaliset ja geometriset epälineaarisuudet.

Mallin muodostaminen on yksinkertaista, sillä se perustuu hyvin tunnetun Eulerin palkkiteorian momentti-käyristymäyhteyteen.

Luvussa 4.4 tehdyistä vertailulaskelmista voidaan päätellä laskentamallin antavan riittävän tarkkoja tuloksia rakenteen mitoituslaskelmien perustaksi. Tehdyissä vertailulaskelmissa saavutettiin pilarin suurin mahdollinen kuorma ± 5 % tarkkuudella kirjallisuuslähteissä tehtyihin koekuormituksiin verrattuna. Rakenteen jäykkyyttä laskentamalli aliarvioi ja näin ollen siirtymät olivat suurempia kuin todellisuudessa mitatut.

Tuloksina mallista saadaan voimasuureita kuten taivutusmomentteja, joita voidaan suoraan käyttää rakenteen mitoituslaskelmissa. Tämä nopeuttaa ja helpottaa rakenteen suunnitteluprosessia.

Mallin heikkoutena on suuri työmäärä tapauksissa, jossa on useita poikkileikkausmuotoja. Tällöin joudutaan jokaiselle poikkileikkaustyyppille luomaan omat normaalivoima-momentti- käyristymäyhteydet, joiden luonti on mallin tekemisen aikaa vievin työvaihe.

Työssä käytettyä laskentamallia voidaan käyttää vain tapauksissa, jotka ovat mallin muodostamiseksi tehtyjen oletusten mukaisia. Tämä tarkoittaa että laskentamallin käyttö rajoittuu tilanteisiin, joissa rakenteen toiminnan hallitseva piirre on taivutusrasitus. Tällaisia rakenteita ovat yleensä palkit ja pilarit.

6.2 Eri tyyppisten pylonien vertailulaskelmat

Työssä suoritettiin lineaarisella, geometrisesti epälineaarisella ja työssä tutkitulla geometrisesti ja materiaalisesti epälineaarisella laskentamallilla rakenneanalyysit erityyppisille pyloneille. Työssä tutkitut mallit olivat I-, H-, A- ja lambdapylloneita. Suoritetuissa vertailulaskelmissa kuormituksena oli eurokoodin mukainen ruuhkakuormitus sillan pääjälteellä, rakenteiden omapaino, vinoköysien esijännitys ja eurokoodin mukainen poikittainen tuulikuorma pylonilla.

Kaikilla tutkituilla pylontyypeillä sillansuuntainen käytös muuttui samalla tavalla käytettäessä eri rakenneanalyysieja. Pylonin tukimomentti ja huipun siirtymä sillansuunnassa saavuttivat suurimmat arvonsa lineaarisen analyysin mukaisella laskennalla. Tämä johtuu lineaarisen analyysin suoritustavasta, jossa otetaan huomioon vain rakenteen alkutilanteen jäykkyys. Geometrisesti epälineaarinen analyysi pienensi sekä pylonin tukimomenttia että huipun siirtymää sillansuunnassa verrattuna lineaarisen analyysiin. Geometrisesti epälineaarisen analyysin seurauksena huomioidaan rakenteen siirtyneen tilan jäykkyys, jolloin laskennassa voidaan hyödyntää rakenteen siirtymisen johdosta kasvanut vinoköysien jäykkyys ja erityisesti sen horisontaalikomponentti. Geometrisesti ja materiaalisesti epälineaarinen globaali malli vähensi pylonin sillansuuntaista tukimomenttia ja kasvatti pylonin huipun sillansuuntaista siirtymää verrattuna geometrisesti epälineaariseen analyysiin. Tukimomentin pieneneminen johtuu globaalin mallin huomioimasta betonin halkeilusta ja siirtymien kasvu halkeilun vaikutuksesta alentuneesta jäykkyydestä.

Keskiarvoisesti geometrisesti epälineaarisen analyysin sillansuuntaiset tukimomentit ovat noin 75 % ja geometrisesti ja materiaalisesti epälineaarisen noin 68 % lineaarisen analyysin tukimomenteista tarkastelluilla tapauksilla.

Sillan poikittaisessa suunnassa voitiin erottaa kahdenlaista toimintaa pylonin mallista riippuen. A- ja lambdapyllonilla ei tapahdu pylonin huipun poikittaista siirtymää kuormituksen alaisena vaan ne taipuvat pylonin alapään ja jalkojen risteyskohdan väliltä. Tämä taipuma kasvaa analyysitavan tarkentuessa lineaarisesta, geometrisesti epälineaarisen kautta globaaliin malliin. Tämän taipuman johdosta syntyy pyloniin lisäepäkeskisyys, joka kasvattaa pylonin poikittaista tukimomenttia. A- ja lambdapyllonien jalkojen taivutusrasitukset johtuvat suurimmalta osin niiden omastapainosta, josta rakenteen vinon geometrian takia aiheutuu taivutusta. Lineaarisissa analyysissä omanpainon aiheuttaman poikittaisen momentin osuus tukimomentista oli A-pylonille 0,91 ja lambda-pylonille 0,985. Tästä voidaan päätellä että A-malliset pylomit ja sen muunnokset kantavat suurimman osan ulkoisista taivutusrasituksista rakenneseien ristikkomaisella yhteistoiminnalla. Tähän ristikkomaiseen toimintaan osallistuvat pylonin jalat, joissa vaikuttaa erisuuruiset normaalivoimat ja kaltevat vinoköydet.

I- ja H-mallin pylomit toimivat taivutettuina ja puristettuina pilarimaisina rakenteina. Niillä poikittainen tukimomentti ja siirtymä kasvavat analyysitavan vaihtuessa lineaarisesta, geometrisesti epälineaariseen ja lopuksi geometrisesti sekä materiaalisesti epälineaariseen. Poikittaisen tukimomentin ja siirtymän kasvu geometrisesti epälineaarissa analyysissä tapahtuu poikittaisen taipuman ja normaalivoiman yhteisvaikutuksesta aiheutuvista lisämomenteista. Sama ilmiö yhdessä betonin halkeilun kanssa kasvattaa geometrisesti ja materiaalisesti epälineaarisen analyysin poikittaista tukimomenttia ja taipumaa. Koska I- ja H-pylonien köysitasot ovat vertikaalisia ei niillä

ole alkutilanteessa lainkaan jäykkyyttä poikittaissuunnassa. Taipuman ansiosta köysitasolle kehittyy lopputilanteessa jonkin verran jäykkyyttä poikittaissuunnassa köysitason poikittaissuuntaisen horisontaalikomponentin muodossa. H- pylonilla siirtymien kasvu on vähäisempää, joka selittyy pylonin jalkojen ja niitä liittävän sidospalkin muodostaman kehärakenteen jäykkyydellä verrattuna I-pylonin jäykkyyteen.

Yleistäen voitaisiin sanoa että rakenneanalyysin huomioidessa pylonin ja koko rakenteen epälineaarisen toiminnan johtaa se pituussuuntaisen pylonin tukimomentin ja huipun siirtymän pienemiseen ja lisää samoja suureita poikittaissuunnassa.

6.3 Parametrien vaikutus I-pylonin toimintaan

Työssä tutkittiin eri parametrien vaikutusta I-mallisen pylonin käytökseen. Tutkittavia parametreja olivat pylonin hoikkuus ja geometrinen raudoitussuhde. Työssä suoritettiin lineaarinen, geometrisesti epälineaarinen ja geometrisesti ja materiaalisesti epälineaarinen analyysi kolmella eri pylonin poikkileikkauksella. Poikkileikkauksien hoikkuusluvut sillansuunnassa olivat 33, 55 ja 75 ja poikittaisessa suunnassa 69, 92 ja 139 vastaavasti.

Poikkileikkaukset analysoitiin 0.015 ja 0.03 geometrisella raudoitussuhteella. Lisäksi laskennat suoritettiin sekä yhdelle vertikaaliselle että kahdelle kaltevalle köysitasolle.

Hoikkuusluvun kasvaminen vaikutti pylonin toimintaan sillan pituussuunnassa siten, että eri analyysitavoilla saatavien pituussuuntaisten tukimomenttien erot pienenevät. Tämä selittyy sillä että hoikkuuden kasvaessa pienenee pylonin kapasiteetti sekä jäykkyys suhteessa koko rakenteen jäykkyyteen. Näin ollen lähestyy eri analyysitavoilla lasketut tukimomenttien arvot toisiaan pylonin hoikkuuden kasvaessa.

Poikittaisessa suunnassa pylonin hoikkuusluvun kasvattaminen aiheuttaa vastakkaisen ilmiön. Hoikkuusluvun kasvaessa lisääntyvät erot eri analyysitavoilla laskettujen poikittaisten tukimomenttien ja siirtymien välillä. Tämä selittyy rakenteen poikittaissuunnan alkutilanteen jäykkyydellä, joka muodostuu suurimmaksi osaksi I-mallisen pylonin poikittaissuunnan taivutusjäykkyydestä. Näin ollen mitä pienempi on pylonin hoikkuus poikittaisessa suunnassa sitä lähempänä on sen käyttäytyminen lineaarista.

Raudoitussuhteen kasvattaminen johtaa sekä sillansuunnassa että poikittaisessa suunnassa suurempiin tukimomentteihin ja pienempiin siirtymiin, sillä pylonin jäykkyys kasvaa.

Kahdella kaltevalla köysitasolla tuettu pyloni on selvästi jäykempi verrattuna yhdellä vertikaalisella köysitasolla tuettuun. Tämä voidaan havaita sillansuuntaisten ja poikittaisten siirtymien vähenemisenä. Siirtymien pienemisen ja vinoköysistön antaman tuen ansiosta myös tukimomentit pienenevät.

6.4 Alkuhäiriön vaikutus pylonin stabiliteettiin

Työssä tutkittiin 4 erimuotoisen alkuhäiriön ja alkuvuonouden vaikutusta I-pylonin nurjahduskuormaan. Alkuhäiriötapaus 1 vastasi toisesta päästään nivelellisesti ja toisesta päästään jäykästi kiinnitetyn pilarin nurjahdusmuotoa. Alkuhäiriötapaus 2 vastasi toisesta päästään jäykästi ja toisesta päästään vapaan pilarin nurjahdusmuotoa. Alkuhäiriötapaukset 3 ja 4 muodostuivat sini-muotoisten taipumien summasta.

Alkuvinoudelle käytettiin kahta arvoa $L/1000$ ja $L/500$, jotka vastaavat 80 mm ja 160 mm alkuvinoutta. Alkuhäiriöille käytettiin kuutta arvoa $\pm L/1000$, $\pm L/500$ ja $\pm L/250$, jotka vastaavat ± 80 mm, ± 160 mm ja ± 320 mm poikkeamaa alkuperäisestä pystysuorasta asemasta. Alkuhäiriön vaikutusta tutkittiin kaikille 3:lle kohdassa 5.1 esitetyille poikkileikkauksille.

Alkuvinoudella ei ollut merkittävää vaikutusta rakenteen nurjahduskuormaan tutkituissa tapauksissa. Tämä johtuu todennäköisesti käytetystä laskentatavasta, jossa rakenteeseen asetettiin ensin vaikuttamaan alkuvinous ja –taipuma, jonka jälkeen sitä kuormitettiin vinoköysien rakenteen omapainoa vastaavalla esijännityksellä. Tällöin suurin osa alkuvinouden vaikutuksesta kumoutuu vinoköysien pakottaessa rakenteen suoraan asemaan.

Poikittaisessa suunnassa pienimpiä nurjahduskuormia vastaavat alkuhäiriöt olivat alkuhäiriötapaus 3 poikkileikkauksille 1 ja 2 ja alkuhäiriötapaus 1 poikkileikkaukselle 3.

Sillansuunnassa pienimpiä nurjahduskuormia vastaava alkuhäiriö oli kaikilla tutkituilla poikkileikkauksilla alkuhäiriötapaus 1, joka vastaa alhaalta jäykästi ja ylhäältä nivellelisesti tuetun pilarin nurjahdusmuotoa.

Suoritettujen laskelmien perusteella havaittiin että pylonin hoikkuuden kasvaessa kasvaa tarkasteltavan alkuhäiriötapausten nurjahduskuorman keskihajonta toiseen potenssiin. Tästä voidaan päätellä I-ylonin stabiiliteetin olevan voimakkaasti häiriöherkkää.

Lähdeluettelo

- [1] Wang, Pao-Hsui & Yang Chiung-Guei. Parametric study on cable-stayed bridges. Computers & Structures, 1996. Vol. 60:2. S. 243-260.
- [2] Adeli, H. & Zhang, J. Fully nonlinear analysis of composite girder cable-stayed bridges. Computers & Structures, 1995. Vol. 54:2. S.267-277.
- [3] Seif, P, S & Dilger, W, H. Nonlinear analysis and collapse load of p/c cable-stayed bridges. Journal of structural engineering, 1990. Vol.116:3. S. 829-849.
- [4] Walther R. & Houriet B. & Isler W. & Moia P. & Klein J.F. Cable Stayed Bridges, 2nd ed. London: Thomas Telford, 1999. 225 s. ISBN 0-7277-2773-7
- [5] Gimsing, Niels J. & Georgakis, Christos. Cable supported bridges: concept and design, 3rd ed. John Wiley & Sons, 2011. 602 s. ISBN 9780470666289
- [6] Parke, Gerard & Hewson, Nigel. ICE manual of bridge engineering, 2nd ed. Thomas Telford Publishing, 2008. 704 s. ISBN 0727734520
- [7] Leonhardt, Fritz. Cable stayed bridge with prestressed concrete. Journal of the prestressed concrete institute, 1987. Vol.32:5.
- [8] Troitsky, M., S. Cable-stayed bridges: theory and design, 2nd ed. BSP Professional Books, 1988. 469 s. ISBN 0-632-02041-5
- [9] Reddy, J. N. An introduction to nonlinear finite element analysis. OUP Oxford, 2004. 482 s. ISBN 0-19-852529-X
- [10] Belytschko T. & Wing Kam L. & Moran B. Nonlinear finite element for continua and structures. John Wiley & Sons, LTD, 2000. 650 s. ISBN 0-471-98773-5
- [11] Bathe, K-L. Finite element procedures. Prentice hall, 1996. 1037 s. ISBN 0-13-301458-4
- [12] Miramontes, D & Merabet, O & Reynouard, J, M. Beam global model for the seismic analysis of RC frames. Earthquake engineering and structural dynamics, 1996. Vol. 25. S.671-688.
- [13] Theory Manual Volume 1, LUSAS version 14.7. LUSAS, 2011.
- [14] Kolari, Kari. Kehä- ja sauvarakenteiden epälineaarinen analyysi. VTT, 1997. Tiedotteita, 1235-0605; 1881. ISBN 951-38-5181-8.
- [15] Tuomala, Markku. Rakenteiden stabiiliusteoria, luentomoniste.

- [16] Pajunen, Sami. Epälineaarista laskennasta rakenteiden mekaniikassa. Rakenteiden mekaniikka, 1998. Vol.31:3/4. S.16-30.
- [17] Bazant, Zdenek, P. & Cedolin, Luigi. Stability of structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories. Oxford university press, 1991. S.984. ISBN 0-19-505529-2.
- [18] Koiter, W. T. The stability of elastic equilibrium. Tohtorintyö. Delftin yliopisto, Mekaniikan, laivan- ja lentokoneenrakennusosasto, Alankomaat, 1945.S.322.Saatavissa:
<http://contrails.iit.edu/DigitalCollection/1970/AFFDLTR70-025.pdf>
- [19] SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto, 2005. S.225
- [20] Nilson, A, H & Darwin, D & Dolan, C, W. Design of concrete structures, 14th ed. McGraw-Hill, 2010. S.813. ISBN 978-0-07-329349-3.
- [21] Kwak, H-G & Kim, J-K. Ultimate resisting capacity of slender RC columns. Computers & Structures, 2004. Vol. 82. S. 901-915.
- [22] Resheidat, M. & Ghanma, M & Sutton, C & Chen, W-F. Flexural rigidity of biaxially loaded reinforced concrete rectangular column sections. Computers & Structures, 1995. Vol. 55:4. S. 601-614.
- [23] Lejano, B, A. Investigation of biaxial bending of reinforced concrete columns through fiber method modeling. Journal of research in science, computing and engineering, 2007. Vol. 4:3. S.61-73.
- [24] Iwai, S & Minami, K & Wakabayashi, M. Stability of slender reinforced concrete columns subjected to biaxially eccentric loads, 1986. Bulletin of the disaster prevention research institute, Kyoto university. Vol. 36:3/4
- [25] Technical notes on nonlinear resultant user material properties. LUSAS, 1997.
- [26] Eurocode 2 commentary. European concrete platform ASBL, 2008. Saatavilla: <http://www.ermco.eu/documents/ermco-documents/commentary-ec2-def080723.pdf>
- [27] Charalampakis, A, E & Koumoussis, V, K. Ultimate strength analysis of composite sections under biaxial bending and axial load. Advances in engineering software, 2008. Vol. 39. S.923-936.
- [28] Claeson C. & Gylltoft K. Slender high-strength concrete columns subjected to eccentric loading. Journal of structural engineering, 1998. Vol. 124:3. S. 224-232.
- [29] SFS-EN 1991-1-4. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto, 2005. S.257